ENTPE

# COURS DE ROUTES

1ère Année

*

* *

**FASCICULE 4**

Année Scolaire 1996 - 1997




# COURS DE ROUTES

---

## 1ère Année

*

* *

## FASCICULE 4

Année Scolaire 1996 - 1997

# SOMMAIRE

Pages

*Chapitre 12* - ***Conception et dimensionnement des chaussées*** ........ 1

I - Sollicitations supportées par les chaussées ........ 4
II - Constitution et rôle d'une chausée ........ 6
III - Différentes familles de structures de chaussées - Principes de fonctionnement ........ 12
IV - Paramètres pris en compte pour le dimensionnement ........ 16
V - Démarche et méthodes pratiques de dimensionnement ........ 33

*Chapitre 13* - ***Les granulats*** ........ 41

I - Introduction ........ 43
II - Caractérisation des granulats ........ 44
III - Considérations géologiques et pétrographiques sommaires ........ 56
IV - Elaboration des granulats ........ 58
V - Contrôle ........ 61

*Chapitre 14* - ***Les liants hydrocarbonés*** ........ 65

I - Un peu d'histoire ........ 67
II - Génèse des liants hydrocarbonés ........ 68
III - Les goudrons ........ 68
IV - Les liants bitumineux ........ 69
V - Les bitumes ........ 71
VI - Les émulsions de bitumes ........ 75
VII - Les bitumes fluxés et bitumes fluidifiés ........ 76
VIII - Les bitumes modifiés ........ 77
IX - Incidence du programme S.H.R.P. sur les bitumes ........ 77

*Chapitre 15* - ***Les liants hydrauliques*** ........ 79

I - Les chaux ........ 81
II - Les ciments ........ 82
III - Les laitiers granules de haut fourneau ........ 84
IV - Les pouzzolanes ........ 85
V - Les cendres volantes ........ 86

# CHAPITRE 12

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES

**Christian BABILOTTE**
**CERTU**

**Michel FAURE**
**Société des Autoroutes Paris Rhin Rhône**

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES

La roue dont l'invention se perd dans l'histoire est évidemment l'instrument miracle du transport terrestre. Mais elle a ses inconvénients même équipée de pneumatiques. On circule très bien sur des pistes argileuses bien nivelées, mais qu'il pleuve, et l'argile mouillée devient vite une patinoire, voire un bourbier. Aussi, l'idée est-elle venue d'un matelas de pierres s'interposant entre la roue et le sol.

Les premières véritables chaussées furent construites par les Romains pour leurs voies impériales, avec un objectif essentiellement militaire, celui de permettre un déplacement rapide des légions en différents points de l'empire, quelles que soient les conditions météorologiques.

Les chaussées de cette époque étaient déjà constituées de plusieurs couches de matériaux, parfaitement codifiées, avec de grandes dalles en pierre posées sur un béton de chaux (Voir Fig. n° 1).

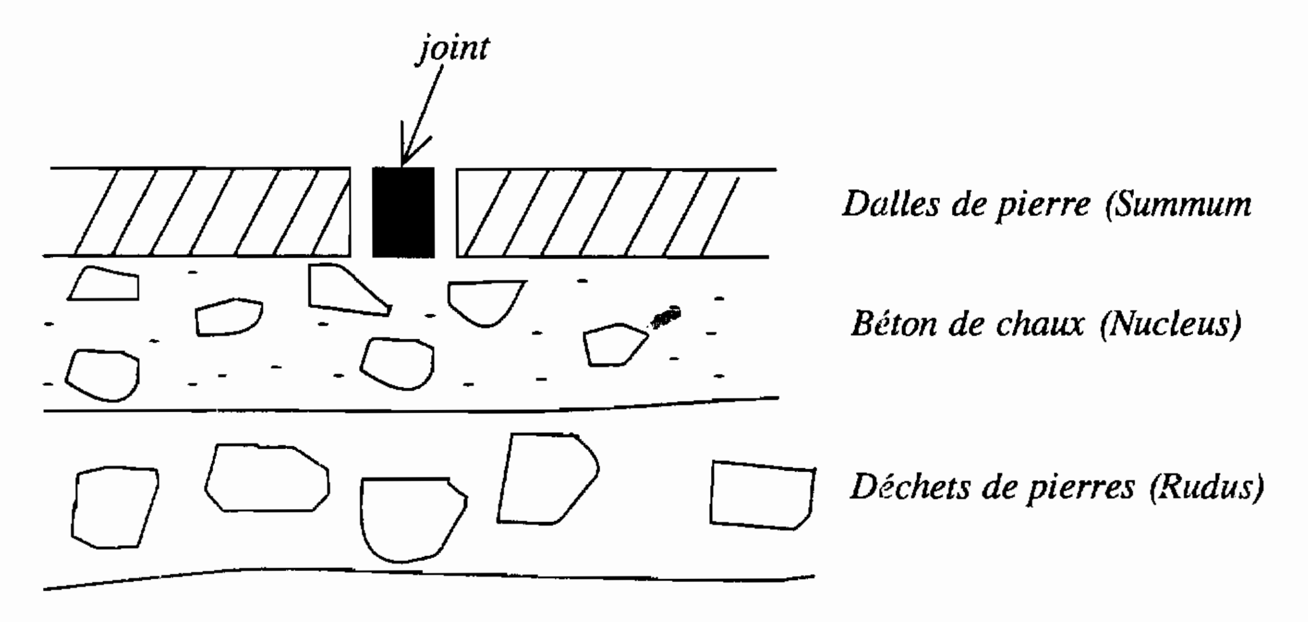



*Fig. n° 1 - La chaussée romaine : on comparera avec une chaussée en béton moderne (couche de forme, fondation en béton maigre, dalle de revêtement))*

Pendant tout le Moyen Age et jusqu'au début du XIXème siècle, peu de progrès ont été réalisés dans ce domaine, mis à part l'utilisation des pavés, taillés à la main et posés sur une couche de sable.

Plus tard, avec l'apparition des véhicules plus lourds et plus nombreux, et le début de la mécanisation des travaux, on voit se développer les structures à base de "hérisson" et de "macadam". Les chaussées de l'époque étaient composées de blocs de 250 mm environ pour le "hérisson" et de pierre cassée 40/70 mm pour le "macadam", cette pierre cassée étant "bloquée" avec de l'argile pour donner le "macadam à l'eau".

Les premiers progrès ont été réalisés au niveau de la surface des chaussées quand apparut l'automobile, pour lutter contre la poussière soulevée par les véhicules par temps sec. Par hasard, on découvrit les vertus du goudron produit dans les cokeries d'usine à gaz et de hauts fourneaux. Mais très vite, on constata que ce goudron était glissant par temps de pluie, et on lui adjoignit des gravillons pour donner naissance à l'enduit superficiel. Mais on s'aperçoit ensuite qu'il ne fallait ni trop, ni trop peu de goudron, et de gravier, qu'il fallait utiliser un gravier dur et anguleux, et un goudron qui ne se ramollisse pas trop l'été. C'est à cette époque qu'apparaissent les premières spécifications relatives tant aux matériaux qu'à la façon de les mettre en oeuvre. C'est l'enduit superficiel qui a fait sortir la route d'un artisanat archaïque et conservateur pour l'amener à un niveau industriel et à la mécanisation. Ensuite, les enrobés sont apparus et puis le pétrole avec sa fraction dure : le bitume.

L'homme étant pour de nombreux travaux remplacé par la machine, les techniques à base de mise en oeuvre manuelle furent remplacées par des techniques adaptées aux moyens mécaniques.

C'est ainsi que l'on vit apparaître entre 1930 et 1940 en corps de chaussée les matériaux à granulométrie continue et étalée O/D qui remplacèrent peu à peu les matériaux à granulométrie "serrée" d/D, comme la pierre cassée.

Depuis les années 50, avec les nouvelles conditions de trafic, notamment les poids lourds avec son essieu simple à 13 tonnes (130 KN), les anciennes solutions de type empierrement ou macadam se sont avérées insuffisantes, et l'on a été amené à généraliser l'emploi de matériaux agglomérés par un liant tant pour le corps de chaussée que pour la surface.

# I - SOLLICITATIONS SUPPORTEES PAR LES CHAUSSEES

La surface de la chaussée (que l'on peut considérer comme la partie émergeante de l'iceberg), doit permettre d'assurer une circulation en tout temps, avec sécurité et confort. Pour ce faire, elle doit résister à un certain nombre de sollicitations.

## I.1 - Les sollicitations provenant du passage des charges

Aux termes du Code de la Route, la charge maximum autorisée sur un jumelage isolé est de 65 KN (6,5 tonnes), soit un essieu standard de 130 KN (13 T). Il arrive également que cette charge maximale soit dépassée à cause des phénomènes de surcharge clairement mis en évidence avec les Stations d'Analyse Fines du Trafic (S.A.F.T.) installées sur le réseau routier pour peser en dynamique les véhicules à l'aide d'un câble piézo-électrique positionné dans la couche de surface.

La chaussée doit donc prendre en compte cette contrainte et répartir suffisamment les efforts pour qu'il n'y ait pas de déformations permanentes dans le sol support. A cette action verticale des charges peut s'ajouter un effet dynamique qui peut contribuer à modifier les forces qui s'exercent sur la chaussée, qu'il s'agisse des effets dus à l'uni (notion qui caractérise le confort d'une chaussée) ou encore d'efforts dus à la géométrie même de la chaussée et du véhicule. Les mesures qui ont été faites font apparaître l'existence de surcharges très brèves de durée inférieure au dixième de seconde.

## I.2 - Les sollicitations tangentielles

Lorsqu'un véhicule est en mouvement apparaissent des efforts horizontaux du fait :

- de la transmission de l'effort moteur ou du freinage,
- de la mise en rotation des roues non motrices,
- de la résistance aux efforts transversaux.

Bien entendu toutes ces actions tangentielles s'accompagnent de <u>frottements</u> dans lesquels se dissipe de l'énergie et qui usent les pneumatiques et les chaussées.

La chaussée doit en outre présenter de bonnes caractéristiques d'adhérence par temps de pluie, qualités recherchées lors du freinage ou dans une courbe, et qui doivent rester constantes dans le temps.

## I.3 - Les sollicitations d'origine thermique

Les variations de température (surtout lorsqu'elles sont brusques) peuvent engendrer dans les solides élastiques des champs de contrainte.

Dans le domaine des chaussées, ce phénomène a des conséquences qui intéressent surtout les assises traitées aux liants hydrauliques et en particulier les chaussées en béton (voir chapitres "graves hydrauliques" et "chaussées en béton").

Comme autres sollicitations d'origine thermique, il y a bien évidemment les effets du gel (voir chapitre "L'eau et le gel") mais également les effets de l'ensoleillement, sur la déformation des mélanges bitumineux, et sur le vieillissement du bitume (voir chapitre "Les enrobés à chaud").

Enfin, outre des qualités d'adhérence, de planéité et de confort, on demande aujourd'hui aux chaussées de présenter de bonnes caractéristiques vis-à-vis du bruit de roulement. On sait réaliser de revêtements peu bruyants, pour lesquels le bruit de roulement est inférieur de 8 à 10 dB (A) par rapport aux revêtements les plus bruyants. (On rappellera à titre indicatif, qu'un doublement du trafic entraîne une augmentation du bruit d'environ 3 dB (A)).

# II - CONSTITUTION ET ROLE D'UNE CHAUSSEE

## II.1 - Rôles des différentes couches de chaussées

Les chaussées se présentent comme des structures multicouches mises en oeuvre sur un ensemble appelé **plate-forme support de chaussée**, constituée du sol terrassé, dit **sol support**, le plus souvent surmonté d'une **couche de forme**.

***La couche de forme***

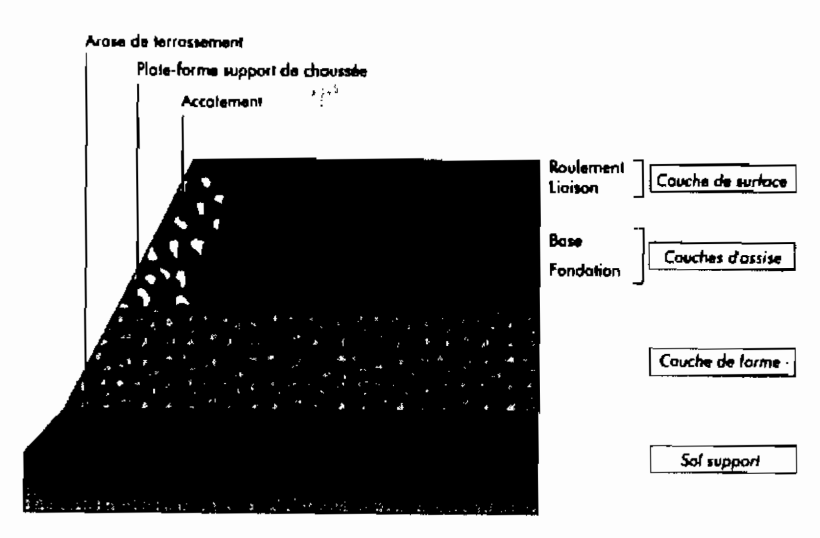
Cette couche, *qui ne fait pas partie intégrante de la chaussée*, a plusieurs fonctions :

- pendant les travaux, elle protège le sol support, contribue au nivellement et permet la circulation des engins de chantier ;
- elle permet de rendre plus homogènes les caractéristiques du sol terrassé et de protéger ce dernier du gel.

***Les couches d'assise***

L'assise de chaussée est généralement constituée de deux couches, la **couche de fondation,** surmontée de la **couche de base**.

Ces couches en matériaux élaborés, le plus souvent liés (bitume, liants hydrauliques), pour les forts trafics, apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles répartissent les pressions sur le support, afin de maintenir les déformations à ce niveau dans les limites admissibles.



*La couche de surface*

La couche de surface est constituée :

- de la **couche de roulement**, qui est la couche supérieure de la chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat,

- et le cas échéant d'une **couche de liaison**, entre les couches d'assise et la couche de roulement.

Dans le cas particulier des chaussées en **béton de ciment**, la dalle, qui repose sur une couche de fondation, joue simultanément le rôle de couche de surface et celui de couche de base.

## II.2 - Rôle particulier de la couche de surface - démarche pour son choix

Nous avons vu que la couche de surface est constituée par la couche de roulement, avec dans certains cas la présence d'une couche de liaison.
La tendance actuelle consiste à dissocier les fonctions remplies par la couche de surface de celles remplies par les couches d'assise.

La qualité d'usage de la chaussée dépend pour une large part des caractéristiques de surface de la couche de roulement, donc de sa nature et de son état. Cette couche contribue en outre à la pérennité de la chaussée, *entre autres par l'étanchéité qu'elle apporte*.

Par contre, son apport structurel est secondaire (sauf dans le cas de chaussées à assise granulaire dont la couche de surface est la seule couche liée).

Cet ensemble de fonctions fait que le choix de la couche de surface doit être issu de la prise en considération de plusieurs objectifs qu'on peut ranger en quatre groupes :

- la **sécurité** et le **confort des usagers**, en relation avec les caractéristiques de surface ;

- le maintien de **l'intégrité de la structure**, par la protection des couches d'assise vis-à-vis des infiltrations des eaux pluviales et des sels de déverglaçage ;

- **l'impact sur l'environnement**, avec notamment et la recherche d'une réduction des **bruits** de roulement ;

- les possibilités de régénération des caractéristiques de surface.

*Sécurité et confort des usagers*

• *Uni*

L'uni est une notion servant à la description des défauts géométriques du profil de la chaussée susceptibles de compromettre la sécurité et le confort de l'usager. On considère de façon séparée l'uni longitudinal et l'uni transversal.

La réalisation d'une couche de liaison bitumineuse (de 5 à 8 cm d'épaisseur) entre les couches d'assise et la couche de roulement, qui peut être très mince (3 cm ou moins), facilite l'obtention d'un uni longitudinal de qualité.

La dégradation de l'uni (longitudinal et transversal) résulte de la déformation du support (et éventuellement du corps de chaussée granulaire) et de l'orniérage de la couche de surface. La couche de liaison se justifie tout particulièrement dans le eas d'une couche de roulement très mince et dans les zones sensibles à l'orniérage de par la sévérité des sollicitations (rampes, zones de freinage, ...)

• *Adhérence*

L'adhérence des véhicules dépend de la texture de surface de la couche de roulement. Pour qualifier la texture, qui décrit les irrégularités de la surface, on distingue :

- la ***macrotexture*** (aspérités de longueur d'onde comprise entre 0,5 et 50 mm), liée à la dimension maximale des granulats et à la composition granulaire, ainsi qu'au mode de mise en oeuvre. La macrotexture influe sur la capacité d'évacuation de l'eau à l'interface pneumatique - chaussée et sur le développement des forces de frottement à cette interface ;

- la ***microtexture*** (aspérités de longueur d'onde inférieure à 0,5 mm), liée à la nature pétrographique et au mode d'élaboration des gravillons. La microtexture permet au pneumatique de rompre le film d'eau résiduel jusqu'à l'obtention du contact sec ; elle participe aussi à l'augmentation du frottement pneumatique - chaussée.

• *Drainabilité*

Par sa nature, la couche de roulement peut favoriser l'évacuation des eaux de ruissellement soit superficiellement, soit en son sein même. Cette drainabilité diminue les projections d'eau à l'arrière des véhicules.

• *Caractéristiques photométriques*

Ces propriétés se rapportent à la perception visuelle de la surface de roulement par l'usager. Il s'agit de la couleur, de la clarté, de la luminance et de sa capacité à réfléchir la lumière (spécularité).

Il peut être fait des choix de couleur de revêtement pour créer un effet visuel (marquant par exemple une entrée d'agglomération) ou de clarté pour améliorer la perception visuelle (tunnel par exemple).

### *Maintien de l'intégrité de la structure*

Si ce rôle n'est pas assuré par une autre couche, la couche de roulement doit protéger l'ensemble de la structure des entrées d'eaux, des sels de déverglaçage et des divers polluants répandus en surface. La fonction d'étanchéité peut être assurée sur toute l'épaisseur de la couche de roulement ou à l'interface avec la couche inférieure. La couche de liaison peut également assurer ou compléter l'étanchéité, lorsque la couche de roulement est drainante ou imparfaitement étanche.

Pour assurer le maintien dans le temps de cette fonction, la couche de roulement doit être apte à limiter la remontée des fissures des couches inférieures. La couche de liaison permet aussi dans ce cas d'éloigner le sommet de la couche de base de la surface de la chaussée.

### *Impact sur l'environnement*

La réduction de l'émission de bruit au contact pneumatique - chaussée et l'absorption des bruits liés au trafic routier sont favorisés par :

- une macrotexture en creux,
- une surface ouverte,
- un matériau poreux.

Ceci explique les propriétés acoustiques favorables des matériaux drainants.

## Choix du type de couche de surface - Matériaux utilisés

Les objectifs retenus et les performances visées permettent d'opérer un premier choix parmi les familles de techniques de **couche de roulement**, en précisant un domaine d'épaisseur.

Les techniques les plus couramment utilisées en couche de roulement sont les suivantes:

- les **enduits superficiels** (**ES**) (*chapitre 16 du polycopié ROUTES*), constitués d'une alternance de couches de liant bitumineux et de gravillons, en couches de faible épaisseur, et répandues directement sur le support;

- les **bétons bitumineux** (**BB**) (*chapitre 15 du polycopié*), qui sont des mélanges de liant hydrocarboné (bitume), de granulats, et éventuellement d'additifs, dosés, chauffés et malaxés dans une centrale d'enrobage, puis transportés et mis en oeuvre sur la chaussée ; plusieurs types sont distingués, en fonction de l'épaisseur d'utilisation et des formulations, ainsi que des caractéristiques de surface qui en résultent :

- les BB **semi-grenus (BBSG**, 5 à 9 cm) et les BB **minces (BBM**, 3 à 5 cm) sont les plus classiques ;

- les BB **très minces (BBTM**, 2 à 3 cm) et les BB **ultra minces (BBUM**, moins de 2 cm) sont très grenus et présentent de ce fait une forte macrorugosité ;

- les BB **drainants (BBDr**, 3 à 4 cm) sont conçus pour avoir une forte teneur en vides communiquants, ce qui permet une évacuation des eaux de surface au sein même de la couche et non à sa surface ;

• les **enrobés coulés à froid (ECF)** sont des mélanges préparés à froid de liant hydrocarboné (émulsion de bitume), de granulats et éventuellement d'additifs, coulés sur la chaussée.

• on peut également laisser subsister **le béton de ciment (BC)** en couche de roulement de chaussée ; un traitement de surface est alors indispensable (striage dans le béton frais, cloutage ou dénudage).

Le choix de la couche de roulement pourra se faire à l'aide, par exemple, d'un tableau de choix multicritères de ce type :

| **Technique** | | ES | BBTM | BBDr | BBM | BBSG |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Normes NFP** | | 98-160 | 98-137 | 98-134 | 98-132 | 98-130 |
| **Epaisseur (cm)** | | ≅1 | 2 à 3 | 3 à 4 | 3 à 5 | 5 à 9 |
| **Sécurité** | **Adhérence initiale** | ++ | + | + | + | 0 |
| | **Adhérence à 5 ans** | + | + | + | 0 | 0 à - |
| **Confort** | **Amélioration de l'uni** | - | 0 | + | + | ++ |
| | **Silence** | - à -- | + | ++ | 0 à + | 0 à + |
| **Apport structurel** | | - | - | - | + | ++ |
| **Etanchéité** | | + | - | -- | + | ++ |
| **Tenue à l'orniérage** | | - | + | ++ | + | 0 à - |

**Légende** :
++ Très bon
+ Bon
0 Moyen
- Mèdiocre
-- Mauvais

ES : enduit superficiel
BBTM : béton bitumineux très mince
BBSG : béton bitumineux semi-grenu
BBM : béton bitumineux mince
BBDr : béton bitumineux drainant

Les données économiques du projet (coût et intervalle entre deux entretiens, notamment) doivent également entrer en ligne de compte.

La **couche de liaison** est souvent utilisée en association avec une couche de roulement mince ou très mince (genre Béton Bitumineux Très Mince de 2 à 3 cm d'épaisseur).

Cette couche peut être constituée soit de **BBSG** soit de BB à **module élevé** (**BBME**), matériau similaire, mais utilisant un liant beaucoup plus dur, lui conférant une plus grande rigidité et une meilleure résistance à l'orniérage.

**Définition de la couche de surface et dimensionnement**

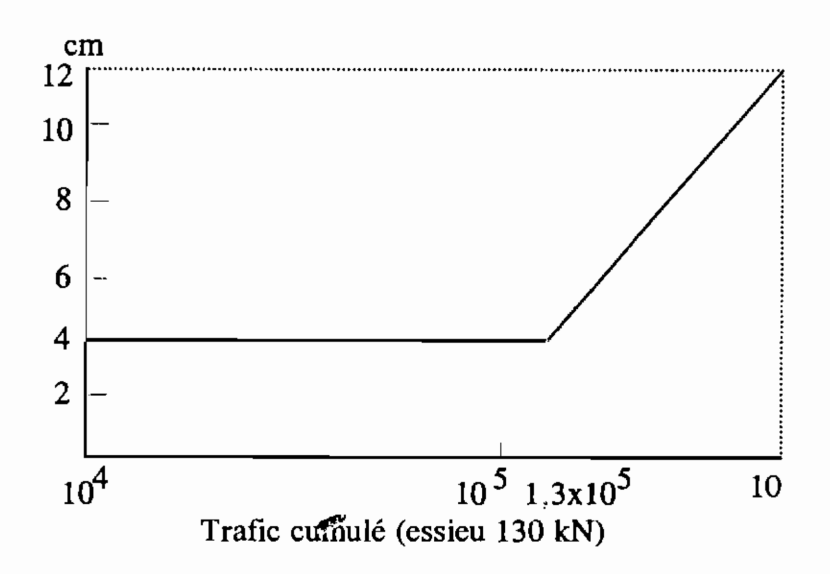
L'épaisseur de la couche de surface ne résulte pas de calculs, mais essentiellement d'exigences technologiques de mise en oeuvre propres à chaque solution et de considérations empiriques vis-à-vis de la remontée de la fissuration, lorsque les couches inférieures sont constituées par des matériaux traités aux liants hydrauliques.

Sous l'action du trafic, la couche de roulement est soumise par les pneumatiques à un état de contrainte complexe. Son comportement mécanique n'est cependant étudié que vis-à-vis des contraintes normales qui s'exercent en surface.

Pour la détermination de l'épaisseur de la couche de surface (roulement + *éventuellement* liaison) en enrobés bitumineux, on considère trois situations :

***- pour les chaussées souples (à couche de base granulaire),***

la méthode rationnelle exposée plus loin, de par ses simplifications, ne permet pas de déterminer l'épaisseur à retenir pour la couche de roulement ; les méthodes empiriques sont alors à employer ; la figure ci-dessous propose une épaisseur en fonction du trafic cumulé ;




***- pour les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques,***

la couche de surface en matériaux bitumineux assure une protection mécanique et thermique ; c'est dans ce cas aussi l'expérience tirée du comportement de ces chaussées qui donne une référence pour le choix d'une épaisseur minimale, afin de prévenir et de limiter les risques de désordres au niveau de la couche de roulement ; il semble souhaitable de retenir des valeurs minimales, fonction du trafic supporté, de 6 cm pour les trafics les plus faibles jusqu'à 12 à 14 centimètres pour un trafic de 2000 PL/jour sur la voie la plus chargée (classe "T0"). Au-delà de ce seuil, ce type de structure est déconseillé.

***- pour les autres types de chaussées,***

l'épaisseur de la couche de surface (couches de roulement et de liaison) est déterminée en fonction des limites technologiques de chaque technique et de l'épaisseur totale de la structure de chaussée telle que déduite des calculs de dimensionnement exposés plus loin.

L'épaisseur de l'éventuelle couche de liaison peut aller de 5 à 8 cm. Ce sont les épaisseurs de l'ordre de 5 à 7 cm qui sont les plus favorables pour l'obtention d'un bon uni. Des valeurs plus fortes peuvent être retenues vis-à-vis de la résistance à l'orniérage, si la couche de roulement est mince ou très mince.

Pour simplifier les calculs, la couche de **surface** peut être assimilée à une certaine épaisseur de matériau (**bitumineux**) de couche de base, par le biais d'une relation d'équivalence.

De même, on considère qu'une épaisseur de **béton bitumineux drainant** (BBDr) est équivalente à une **épaisseur moitié** de béton bitumineux classique (semi-grenu) (autrement dit : 4 cm de BB drainant = 2 cm de BB semi-grenu).

# III - DIFFERENTES FAMILLES DE STRUCTURES DE CHAUSSEES - PRINCIPES DE FONCTIONNEMENT

Sur le réseau routier français coexiste une grande diversité de types de structures de chaussées, que l'on peut classer et caractériser comme suit :

## III.1 - Les chaussées souples

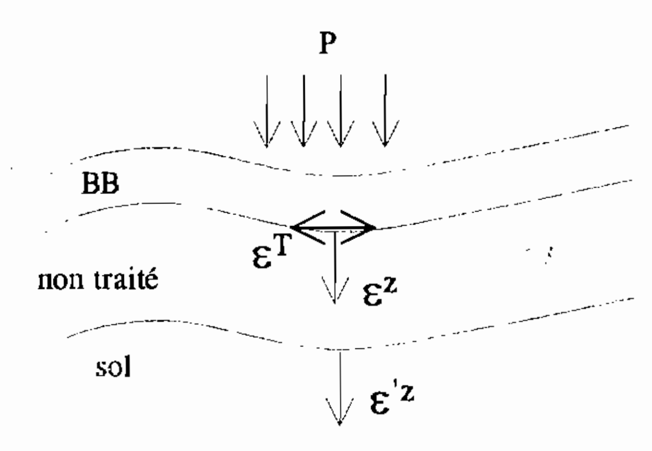
Ces structures comportent une couverture bitumineuse mince (moins de 15 cm), parfois réduite à un simple enduit superficiel, reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités.

CHAUSSEES SOUPLES

1. Couche de surface en matériaux bitumineux
2. Matériaux bitumineux d'assise (<15 cm)
3. Matériaux granulaires non traités (20 à 50 cm)
4. Plate-forme support

L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60 cm.

Leur **fonctionnement** peut être schématisé comme suit :



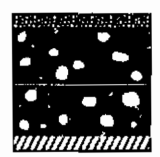

Les matériaux granulaires constituant l'assise de ces chaussées ont une faible rigidité. Comme la couverture bitumineuse est mince, les efforts verticaux dus au trafic sont transmis au support avec une faible diffusion. Les contraintes verticales élevées engendrent par leur répétition des déformations plastiques qui se répercutent en déformations permanentes à la surface de la chaussée.

La couverture bitumineuse subit à sa base des efforts répétés de traction-flexion.

**L'évolution** la plus fréquente des chaussées souples se manifeste d'abord par l'apparition de déformations permanentes du type orniérage à grand rayon, flaches et affaissements qui détériorent les qualités des profils en travers et en long. Les sollicitations répétées de flexion alternée dans la couverture bitumineuse entraînent une dégradation par fatigue, sous la forme de fissures d'abord isolées puis évoluant peu à peu vers un faïençage.

## III.2 - Les chaussées bitumineuses épaisses

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés (bitumineux), fait d'une ou deux, voire trois couches.



CHAUSSEES BITUMINEUSES EPAISSES
1. Couche de surface en matériaux bitumineux
2. Matériaux bitumineux d'assise (15 à 40 cm)
3. Plate-forme support

Par rapport aux chaussées souples, elles se différencient donc par une épaisseur de matériaux liés par du bitume plus importante. L'épaisseur totale est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.

Leur **fonctionnement** en diffère d'autant plus que l'épaisseur de matériaux liés est forte.

La rigidité et la résistance en traction des couches d'assise en matériaux bitumineux permettent de diffuser en les atténuant fortement les contraintes verticales transmises au support ; les efforts induits par les charges roulantes sont repris en traction-flexion dans les couches liées.

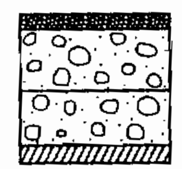
Ces chaussées comportent plusieurs couches bitumineuses ; lorsque celles-ci sont collées, les allongements maximaux se produisent à la base de la couche la plus profonde, mais si les couches sont décollées, chacune d'elles se trouvera sollicitée en traction et pourra

donc se rompre prématurément. **La qualité des interfaces a donc une grande incidence sur le comportement de ces chaussées.**

Moyennant un dimensionnement correct, l'apparition de **dégradations** liées à l'assise de la chaussée est généralement postérieure aux dégradations de surface. De même, on n'observe pas ou peu de déformations permanentes dues à une sollicitation excessive du sol.

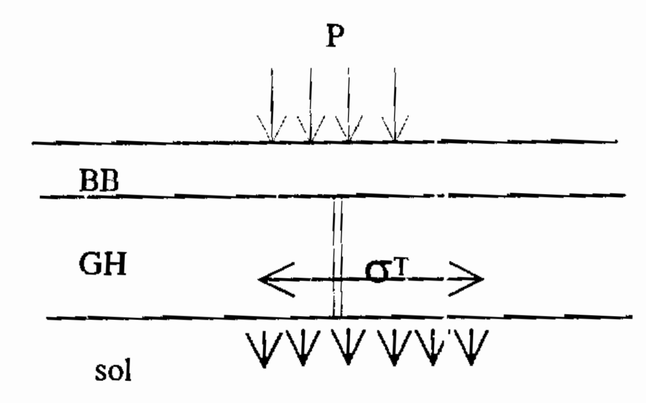
## III.3 - Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques (dites également "semi-rigides")

Ces structures comportent une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une ou deux couches, dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50 cm.



CHAUSSEES A ASSISE TRAITEE AUX LIANTS HYDRAULIQUES
1. Couche de surface en matériaux bitumineux (6 à 14 cm)
2. Matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 50 cm)
3. Plate-forme support

Leur **fonctionnement** peut être schématisé comme suit :




Compte tenu de la très grande rigidité des matériaux traités aux liants hydrauliques, les contraintes verticales transmises au support sont très faibles. En revanche, l'assise traitée subit des contraintes de traction-flexion $\sigma_t$ qui s'avèrent déterminantes pour leur dimensionnement.

**L'interface couche de surface - couche de base est aussi une zone sensible** car :

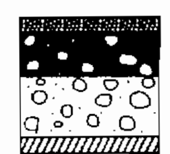
- elle est soumise à de fortes contraintes normales et de cisaillement horizontal ;

- les centimètres supérieurs de l'assise traitée sont souvent de plus faible résistance.

Ces assises sont sujettes à des retraits (phénomènes thermique et de prise) Le retrait, bien qu'empêché par le frottement de la couche d'assise sur son support, provoque une **fissuration transversale**, qui remonte au travers de la couche de roulement. Ces fissures apparaissent en surface de chaussée avec un espacement relativement régulier, de l'ordre de 5 à 15 m, et avec une ouverture variant entre quelques dixièmes de mm et quelques mm. Souvent franches lors de leur apparition, ces fissures tendent à se dédoubler, à se ramifier puis à se dégrader sous l'effet du trafic.

## III.4 - Les chaussées à structure mixte

Ces structures comportent une couche de surface et une couche de base (10 à 20 cm) en matériaux bitumineux (en général de la grave bitume) sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm).



CHAUSSEES A STRUCTURE MIXTE
1. Couche de surface en matériaux bitumineux
2. Matériaux bitumineux d'assise (10 à 20 cm)
3. Matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm)
4. Plate-forme support

Les matériaux bitumineux représentent environ la moitié de l'épaisseur totale de chaussée.

Les différentes couches ont un rôle fonctionnel distinct ; la couche de fondation traitée aux liants hydrauliques diffuse et atténue les efforts transmis au sol support, les couches bitumineuses servent à ralentir la remontée des fissures transversales de la couche sous-jacente et réduisent les contraintes de flexion à la base de structure, tout en assurant les qualités d'uni et de continuité.

Par suite des mouvements de dilatation différentielle entre la grave-bitume et la grave traitée aux liants hydrauliques (et de l'action du trafic), l'adhérence de ces deux couches peut finir par se rompre, entraînant alors une forte augmentation des contraintes de traction à la base de la couche bitumineuse qui peut alors, tout comme la grave traitée aux liants hydrauliques, périr par fatigue.

## III.5- Les chaussées à structure inverse

Par rapport aux structures mixtes, ces structures - peu répandues - comportent, entre la couche de fondation traitée aux liants hydrauliques et les couches supérieures bitumineuses, une couche supplémentaire de matériaux granulaires ayant pour fonction d'éviter la remontée des fissures de la couche de fondation.

## III.6 - Les chaussées en béton de ciment

Ces structures - également peu répandues en France - ont un mode de fonctionnement très particulier, quoique voisin de celui des chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques. Cette technique fait l'objet d'un chapitre particulier.

## IV - PARAMETRES PRIS EN COMPTE POUR LE DIMENSIONNEMENT

Les critères pris en compte pour dimensionner une chaussée sont :

- le trafic,
- la qualité de la plate-forme support de chaussée,
- les caractéristiques des matériaux de chaussée et la qualité de réalisation,
- les conditions climatiques.

### IV.1 - Trafic

Depuis toujours, on a remarqué que les désordres occasionnés aux chaussées provenaient de l'intensité du trafic lourd.

Ce phénomène a été clairement quantifié lors des essais A.A.S.H.O. (American Association of State Highway Officials) réalisés aux U.S.A. entre 1957 et 1961. Cette expérimentation a porté sur l'étude de 240 sections de chaussées souples, de 271 sections de chaussées rigides et d'une cinquantaine de sections de chaussées souples avec couche de base stabilisée. Chacune de ces sections (positionnée sur des circuits de près de 5 km de longueur chacun) a reçu l'application d'environ 1 million de charges roulantes de poids différents. De cette expérimentation on a établi une loi d'équivalence entre des charges de poids différents, loi aujourd'hui admise universellement.

Cette loi, déclinée selon un contexte français, c'est-à-dire avec un essieu standard de 13 tonnes est :

$$\frac{A_P}{A_{13}} = \left(\frac{P}{13}\right)^{\alpha}$$

$A_P$ = Agressivité d'un essieu de charge P tonnes.

$A_{13}$ = Agressivité de l'essieu standard français de 13 t (prise égale à 1)

P = charge d'un essieu de poids P tonnes

$\alpha$ = coefficient qui dépend du type de chaussée.

En général on retient :

$\alpha \approx 4$ à 5 jours pour les chaussées souples,
$\alpha \approx 8$ pour les chaussées semi-rigides,
$\alpha \approx 12$ pour les chaussées rigides.

Une application rapide de cette loi d'équivalence montre clairement que l'agressivité d'un véhicule léger est plusieurs centaines de milliers de fois inférieure à l'agressivité d'un seul essieu de 13 tonnes, et que l'agressivité d'un essieu en surcharge est extrêmement pénalisante (ex : un essieu de 15 tonnes est 5,6 fois plus agressif qu'un essieu de 13 tonnes sur une chaussée en béton).

Cette notion d'agressivité des charges permet de comprendre pourquoi on néglige le trafic léger pour ne prendre en compte que <u>les poids lourds de charge utile supérieure à 5 tonnes</u>.

La connaissance du trafic poids lourds intervient :

- comme critère de choix des qualités de certains constituants entrant dans la fabrication des matériaux de chaussée (dureté des granulats),

- comme paramètre d'entrée pour l'analyse mécanique du comportement en fatigue de la structure de chaussée.

Vis-à-vis du premier objectif, on se référera à la notion de ***classe de trafic***.

Pour le calcul de dimensionnement, c'est le trafic cumulé sur la durée initiale de calcul qui est à prendre en compte ; ceci est fait à partir de la notion de ***trafic équivalent***.

### *IV.1.1 - LES CLASSES DE TRAFIC*

La classe de trafic Ti est déterminée à partir du trafic poids lourds par sens, compté en *moyenne journalière annuelle (MJA)*, pour la voie la plus chargée, à l'année de mise en service.

Pour des chaussées séparées, la voie la plus chargée est généralement la voie lente ; il convient de tenir compte de la répartition des poids lourds entre les différentes voies.

Les classes de trafic sont déterminées à partir du tableau ci-dessous :

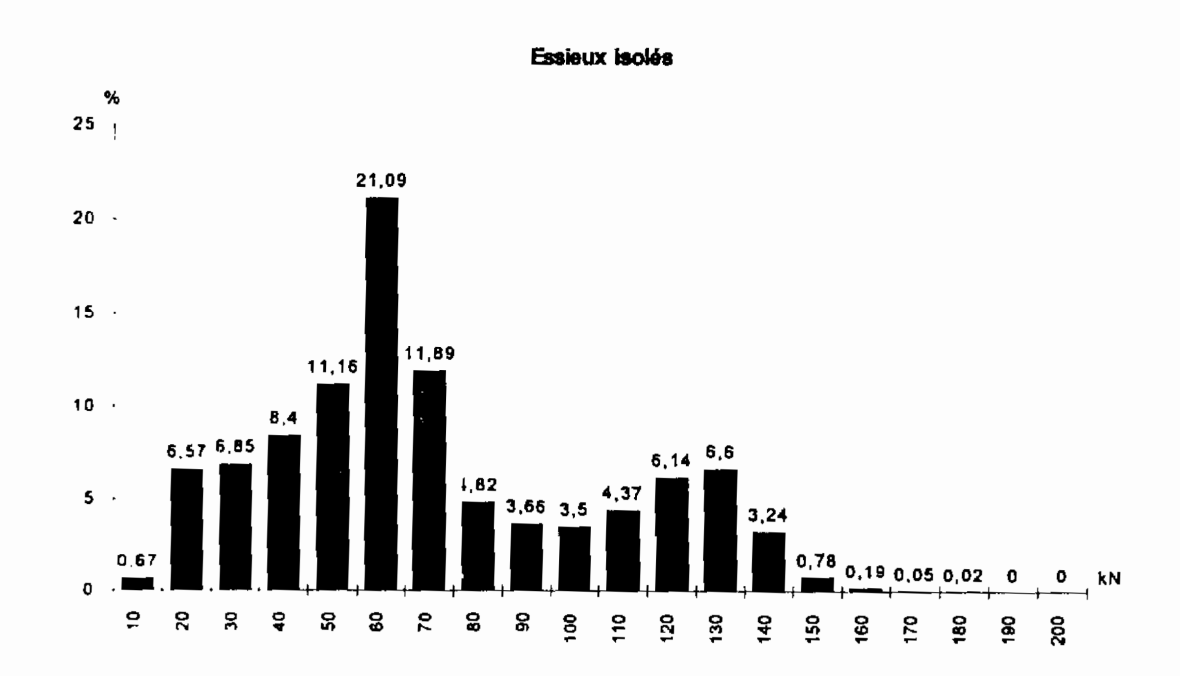
| Classe de Trafic | T5 | T4 | T3 | | T2 | | T1 | | T0 | | TS | | TEX |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | T3- | T3+ | T2- | T2+ | T1- | T1+ | T0- | T0+ | TS- | TS+ | |
| Trafic MJA* | 0 | 25 | 50 | 85 | 150 | 200 | 300 | 500 | 750 | 1200 | 2000 | 3000 | 5000 |

* (en PL/jour/sens)

### *IV.1.2 - LE TRAFIC EQUIVALENT*

Dans la population des poids lourds, les charges s'étagent entre 5 tonnes et en principe 13 tonnes, mais malheureusement quelque fois plus à cause des surcharges. D'autre part, il existe d'autres catégories de PL que celui retenu en 1948 (camion à 2 essieux de PTC = 19 tonnes). On trouve aujourd'hui des PL avec 2 essieux à l'arrière chargés chacun à 10 tonnes, et de plus en plus des PL à 5 essieux, avec 3 essieux à l'arrière chargés à 8 tonnes.

A partir de statistiques permettant de dresser des histogrammes des charges circulant sur les différentes routes on a calculé l'agressivité de l'essieu moyen, par rapport à l'essieu standard de 130 KN (Voir Fig. n°2).



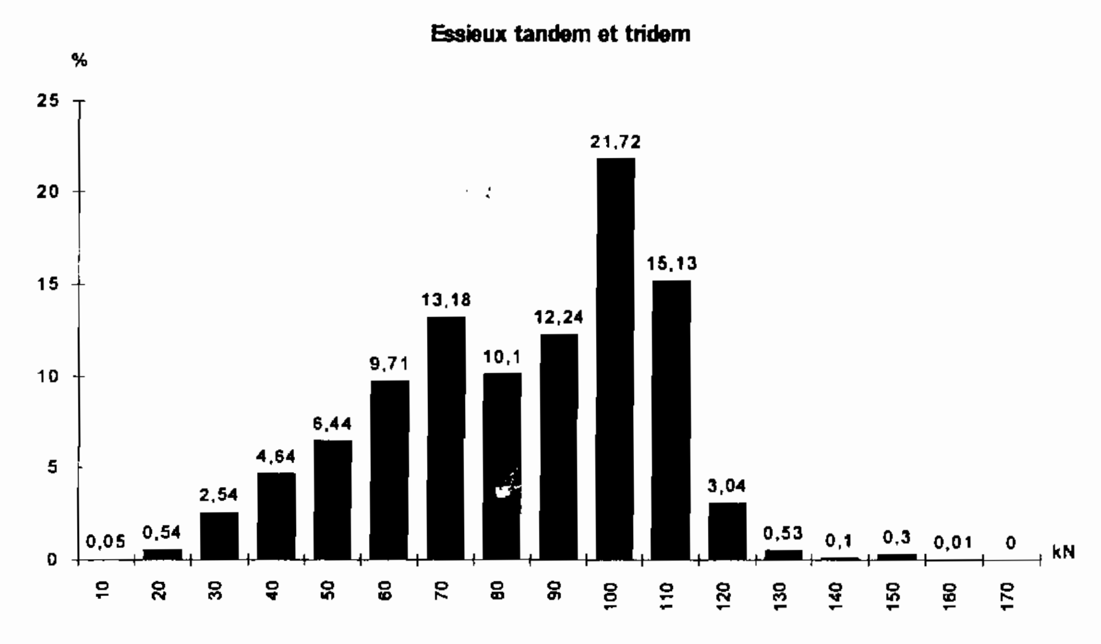



*Fig. n°2 - Histogramme des charges sur le réseau routier national (Campagne S.E.T.R.A. 1979)*

**. Valeur du coefficient d'agressivité CAM**

La configuration des essieux (isolé, tandem, tridem), des roues (simples ou jumelées) et leur charge sont variables, d'un poids lourd à l'autre. D'autre part, l'endommagement provoqué par l'application d'une charge donnée dépend de la nature des matériaux : *un poids lourd n'aura pas la même agressivité selon la nature de la chaussée sur laquelle il circule.*

A défaut de données plus précises sur la composition du trafic, on retient habituellement pour **coefficient d'agressivité moyenne** (CAM), les valeurs suivantes :

| Chaussées à faible trafic | Classe | T5 | T4 | T3- | T3+ |
|---|---|---|---|---|---|
| | CAM | 0,4 | 0,5 | 0,7 | 0,8 |

| Chaussées à trafic moyen et fort<br><br>≥ T2 | Couches hydrocarbonées des structures mixtes et inverses<br><br>-------<br><br>Couches hydrocarbonées d'épaisseur au plus égale à 20 cm des chaussées bitumineuses | Chaussées bitumineuses d'épaisseur supérieure à 20 cm<br><br>-------<br><br>Couches non liées et sol support | Couches de matériaux traités aux liants hydrauliques et en béton de ciment |
|---|---|---|---|
| CAM | 0,8 | 1 | 1,3 |

Les différentes valeurs rencontrées pour le coefficient d'agressivité moyenne s'expliquent par :

- On trouve moins de gros camions sur les routes faiblement circulées, que sur les grands itinéraires.

- On retient une agressivité plus importante pour les structures rigides (CAM = 1,3) à cause de l'effet surcharge qui intervient à la puissance 12 (au lieu de 4 ou 5 pour les chaussées souples).

### *IV.1.3 - LE TRAFIC CUMULE*

Pour le calcul de dimensionnement, le trafic est caractérisé par le nombre NE, nombre équivalent d'essieux de référence, correspondant au trafic poids lourds cumulé sur la durée initiale de calcul retenue.

Cette durée initiale varie habituellement entre 7 et 20 ans.

Ce nombre NE est fonction :

- des valeurs escomptées du trafic à la mise en service et du taux de croissance $\tau$ pendant la durée initiale de calcul,

- de la composition du trafic,

- de la nature de la structure de chaussée.

Il est donné par la relation :

$$NE = N \times CAM$$

avec

N : nombre cumulé de poids lourds de CU ≥ 50 KN pour la période de calcul de p années,

CAM : agressivité moyenne du poids lourd par rapport à l'essieu de référence.

. Calcul du nombre total de N de poids lourds

$$N = 365 \times MJA \times C$$

où C est la facteur de cumul sur la période de calcul : pour p années et un taux de croissance géométrique τ constant sur cette période.

$$C = [(1 + \tau)^p - 1]/\tau$$

Exemple : Calcul du nombre équivalent d'essieux de référence pour une chaussée supportant un trafic à la mise en service de 600 PL/j/sens pour une durée de 15 ans avec un taux de croissance géométrique de 4 % par an, pour une chaussée souple dont les couches hydrocarbonées ne dépassent pas 20 cm.

$$C = \frac{(1 + 0{,}04)^{15} - 1}{0{,}04} = 20{,}0$$

$$N = 365 \times 600 \times 20{,}0 = 4{,}38.10^6 \text{ PL}$$

On a CAM = 0,8 (trafic $T_1{}^+$).

ce qui donne : $NE = 4{,}38.10^6 \times 0{,}8$
$NE = 3{,}5.10^6$ essieux de référence

## IV.2 - La plate-forme support

Nous avons vu dans le chapitre précédant consacré aux "Terrassements Routiers" que le Guide Technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme permet :

- De classer les sols en différentes catégories.

- De définir 7 classes de PST (partie supérieure des terrassements prise en compte sur 1 mètre d'épaisseur), et en fonction du sol, de son état hydrique, du profil en travers (déblais ou remblais), du drainage, des conditions météorologiques d'obtenir 5 classes d'arases qui vont de AR 0 à AR 4. Cette notion caractérise la qualité de l'arase terrassement avant mise en oeuvre de la couche de forme.

- D'obtenir la classe de plate-forme PFi qui caractérise la portance sur la couche de forme. On distingue 4 classes de plates-formes qui vont de PF 1 (la moins bonne) à PF 4 (la meilleure).

Pour passer de l'arase ARi à la plate-forme $PF_i$, on dispose en fait de 4 solutions.

1°) On ne met pas de couche de forme, ou une couche de faible épaisseur pour des raisons de nivellement ou de traficabilité, à ce moment AR i → $PF_i$ (ex. AR 3 → PF 3).

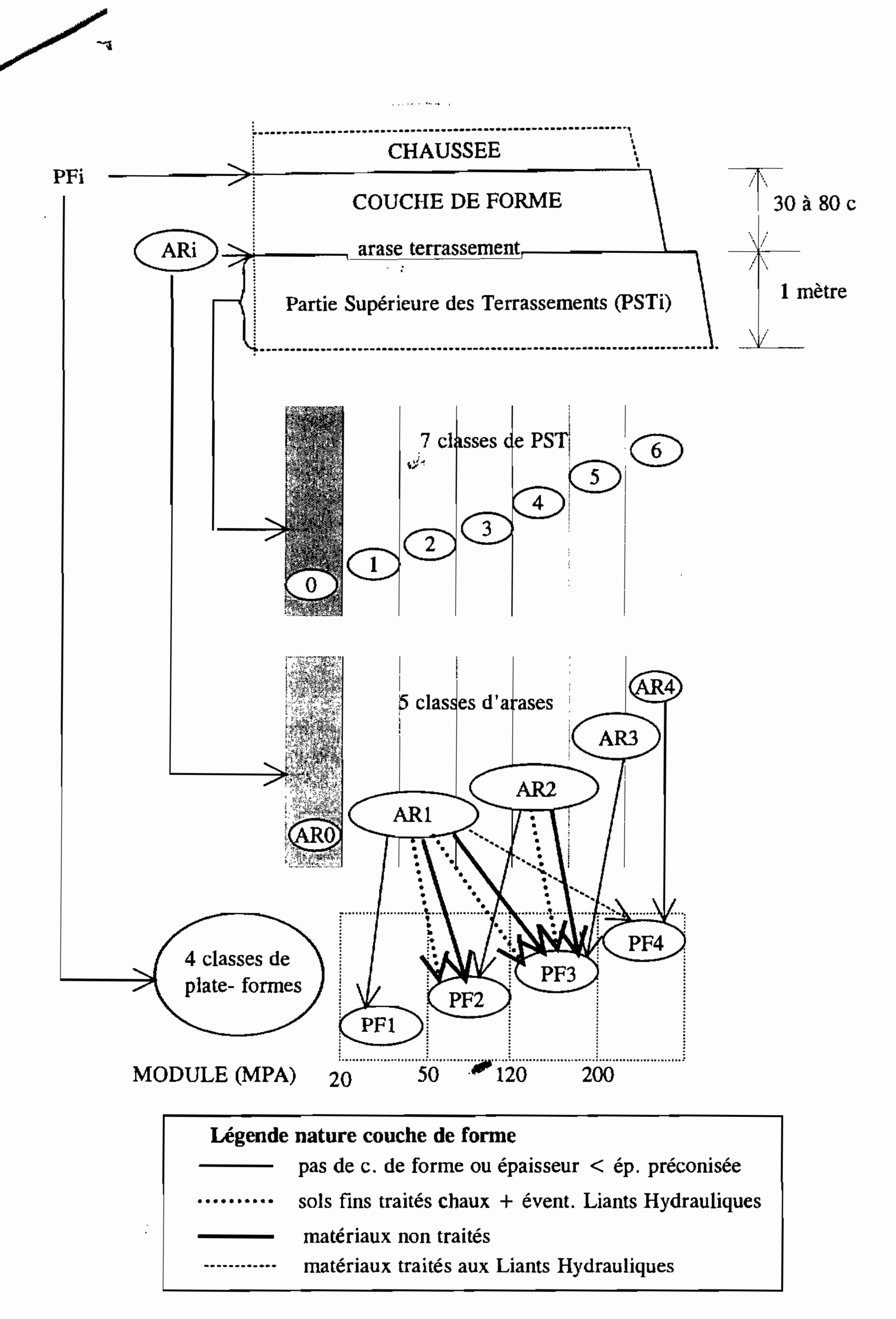
2°) On peut utiliser différents types de matériaux en couche de forme comme :

- les sols fins traités à la chaux,

- les matériaux non traités,

- les matériaux traités aux liants hydrauliques (par exemple le ciment) pour obtenir le niveau de portance souhaité.

Le tableau qui suit résume l'ensemble des possibilités et de la démarche suivie.




C'est à partir de la classe de plate-forme $PF_i$ que l'on effectuera le dimensionnement de la chaussée.

## IV.3 - Les caractéristiques des matériaux

### *IV.3.1 - LE COMPORTEMENT A LA FATIGUE*

Le phénomène de fatigue

Depuis très longtemps on a observé que des pièces ou des matériaux peuvent se rompre si on leur applique de façon répétée un grand nombre de sollicitations dont l'amplitude est inférieure à la résistance à la rupture instantanée. C'est ce phénomène que l'on désigne sous le nom de fatigue.

Ces phénomènes de fatigue sont d'une très grande importance dans les diverses constructions. Il y a en effet de nombreux cas où les matériaux doivent résister à des sollicitations répétées un très grand nombre de fois : par exemple la sollicitation par flexion d'une pièce tournante (essieu, etc.), la sollicitation des matériaux routiers dans une chaussée due au passage répété des véhicules lourds, les sollicitations provenant des phénomènes de vibration (structures d'avion, ouvrages d'art dont la vibration est entretenue par le passage des véhicules lourds). Il est donc absolument nécessaire, dans le calcul de ces divers éléments, de tenir compte de ce que les matériaux ne résistent pas aussi bien aux efforts répétés qu'à une sollicitation unique.

Les études consacrées à ce phénomène sont déjà fort anciennes ; les premières études de rupture sous l'effet de sollicitations répétées datent de plus de 150 ans, et les premières études fondamentales en laboratoire, effectuées sur les premières machines de fatigue, ont été effectuées par WOHLER en 1852.

Depuis, de nombreuses études ont été faites ; c'est sur les métaux que l'on dispose sans doute de la masse de connaissances la plus importante ; mais des études nombreuses ont également été consacrées aux bétons, aux matières plastiques, aux bétons bitumineux.

L'expérience de base, permettant de mettre en évidence le comportement à la fatigue d'un matériau, consiste à soumettre une éprouvette du matériau à des sollicitations répétées, toutes identiques (périodiques), et à déterminer le nombre de répétitions de ces sollicitations entraînant la rupture.

Puis en répétant cet essai sur des éprouvettes identiques du matériau, on cherche à établir une relation entre l'amplitude de la sollicitation appliquée et le nombre de sollicitations entraînant la rupture.

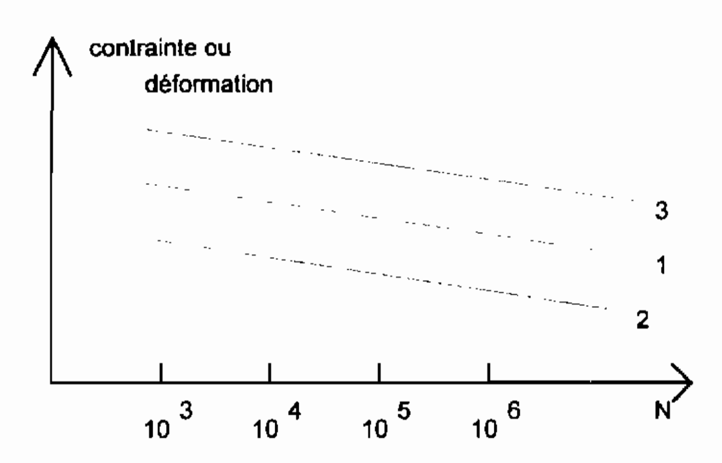
La courbe représentative du nombre de répétitions de charges jusqu'à la rupture, en fonction de l'amplitude de la contrainte (ou déformation) appliquée, est appelée courbe de WOHLER (Figure ci-après)

On appelle **Résistance à la fatigue pour N cycles** la valeur de la sollicitation pour laquelle l'éprouvette supporterait N cycles avant de se rompre. La courbe de

Ceci est une caractéristique fondamentale, inhérente au phénomène de fatigue, et non une dispersion qui proviendrait uniquement d'une insuffisance des méthodes d'essai ou d'une mauvaise reproductibilité des méthodes de fabrication d'éprouvettes (qui peuvent évidemment exister et ajouter à cette dispersion).

Les conséquences de cette dispersion des durées de vie sont évidemment très importantes. Il faut donc apprécier de façon statistique la durée de vie, ou la résistance à la fatigue pour N cycles.

Dans la pratique, au lieu de représenter la courbe de WOHLER habituelle qui quantifie la durée de vie moyenne en fonction de l'amplitude de la sollicitation appliquée, on fait intervenir un coefficient de risque qui prend en compte la probabilité que l'on a de dépasser une certaine durée de vie pour une sollicitation donnée.




*Courbes de probabilité de rupture*

① Courbe de WOHLER moyenne. Probabilité de rupture : 50 %.
② Probabilité de rupture : 2 %.
③ Probabilité de rupture : 98 %

Le dimensionnement des chaussées aura donc un aspect PROBABILISTE lié :

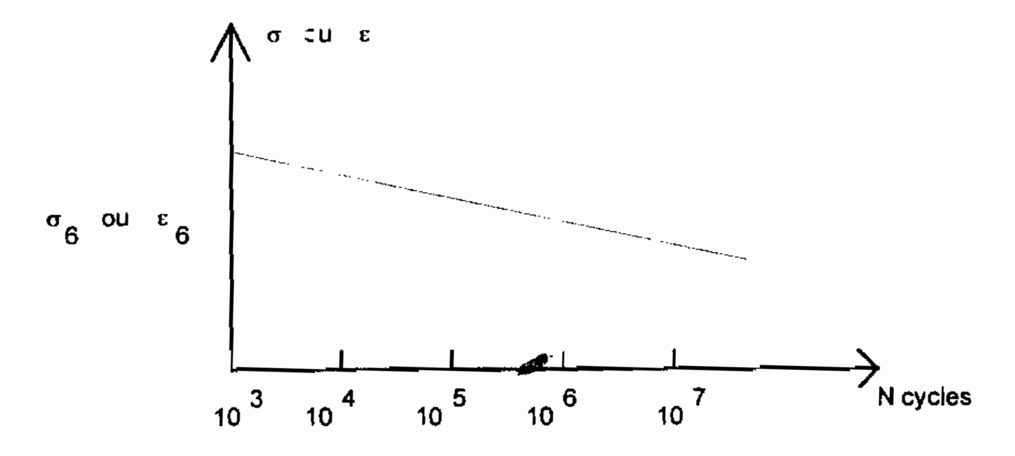
- au caractère dispersé du phénomène de rupture par fatigue,

- à la dispersion naturelle que l'on peut trouver sur les sols supports, (avec l'effet d'hétérogénéité locales de portance) et sur les matériaux qui constituent la chaussée,

- à dispersion normale que l'on peut constater sur l'épaisseur réelle des différentes couches qui constituent la chaussée.

Pour le dimensionnement des chaussées, on caractérise le comportement à la fatigue des matériaux avec les notions de $\varepsilon_6$ (matériaux bitumineux) ou $\sigma_6$ (matériaux hydrauliques).

Il s'agit de la contrainte (σ) ou la déformation (ε) qui entraîne la rupture au bout de $10^6$ cycles avec une probabilité de rupture de 50 %.




*Caractérisation à la fatigue des matériaux de chaussées avec la contrainte $\sigma_t$ ou la déformation $\varepsilon_t$ entraînant la rupture au bout de $10^6$ chargements.*

On applique ensuite à ces valeurs de sollicitations des corrections qui prennent en compte :

- Le risque de calcul retenu. En général ce risque est fonction du trafic, et du type de matériaux. C'est ainsi que le catalogue des chaussées des routes nationales retient des risques qui varient de 2 % (trafic To) à 25 % (trafic T3) pour la technique des graves bitume.

- Les variations d'épaisseur et de qualité des matériaux.

- Un coefficient de calage (kc) qui corrige l'écart entre les prédictions de la démarche et l'observation du comportement réel des matériaux sur la route.

### *IV.3.2 - LE MODULE DES MATERIAUX*

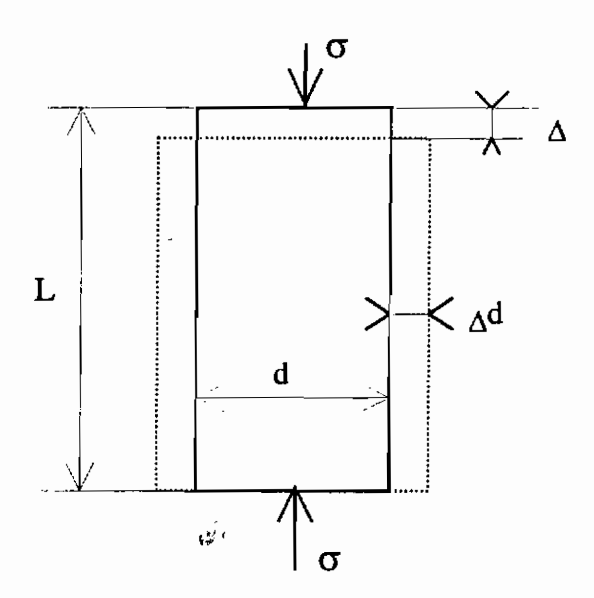
On conçoit facilement qu'une couche de matériaux rigide répartira mieux les contraintes sur le sol support qu'une couche de faible rigidité.

La rigidité des matériaux est caractérisée avec la notion de module d'élasticité ou de "module d'Young". On caractérise ce module E par le rapport

$$E = \frac{\sigma}{\Delta L / L}$$

σ = contrainte

ΔL/L = déformation relative




On utilise également la notion de coefficient de Poisson ν qui correspond au

rapport $$\nu = \frac{\sigma}{\Delta d / d}$$

avec d = diamètre de l'éprouvette et Δd variation de ce diamètre.

a) Sols et matériaux granulaires.

Dans le cas d'un **sol**, qui n'est ni homogène, ni isotrope, c'est une simplification abusive mais commode de rechercher un module d'élasticité. On pourra l'approcher par plusieurs méthodes :

- à partir d'un **essai triaxial** ; c'est alors le module réversible qui caractérise le mieux l'état du milieu ;

- à partir d'un essai de chargement effectué in situ, l'**essai de plaque** ; on retient alors le module au 2ème chargement ;

- à partir de l'essai CBR ; on retiendra **E = 5 CBR.**

Pour les différentes classes de plate-forme définies par le GTR, les valeurs de module (prises en compte) à retenir pour les calculs sont les suivantes :

| Classe de plate-forme | PF 1 | PF 2 | PF 3 | PF 4 |
|---|---|---|---|---|
| Module | 20 MPa | 50 MPa | 120 MPa | 200 MPa |
| Coefficient de Poisson ν | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,35 |

Les **graves non traitées** sont des matériaux de chaussée qui se comportent comme des sols. Il est impossible d'affecter au corps granulaire un module propre indépendant de la structure étudiée, et notamment du module de la couche sous-jacente. Le rapport du

module de la grave non traitée au module de la couche sous-jacente varie de 2 à 4, suivant la qualité de la grave et l'épaisseur de la chaussée.

Dans la pratique, on "découpe" la grave non traitée en "tranches" de 25 cm d'épaisseur maximale et on affecte à chaque "tranche" un module égal à 3 fois celui de la couche sous-jacente, plafonné à 360 MPa. On prend 0,35 comme coefficient de Poisson.

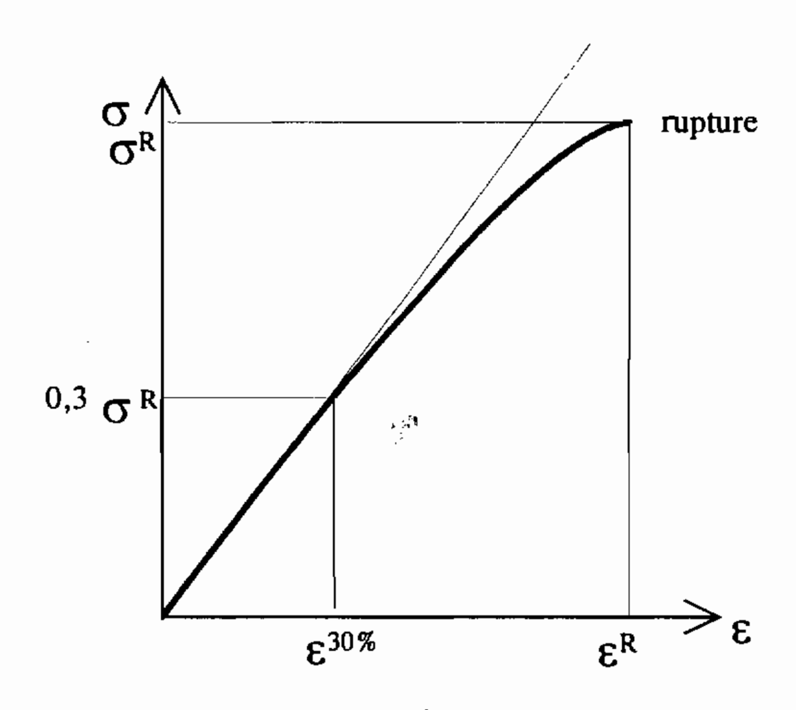
Toutes les couches non traitées sont considérées comme collées entre elles et collées à leur support.

*<u>Exemple</u> : pour 45 cm de grave non traitée sur une plate-forme PF 2, de module 50 MPa, on prendra :*

| *Couches* | *Epaisseurs* | *Calcul* | *Module E* | *Coefficient ν* |
|---|---|---|---|---|
| *2ème couche GNT* | *20 cm* | *3x150=450 MPa plafonné à* | *360 MPa* | |
| *1ère couche GNT* | *25 cm* | *3x50=150 MPa* | *150 MPa* | *0,35* |
| *Plate-forme PF2* | *infinie* | *50 MPa (donnée)* | *50 MPa* | |

### b) <u>Matériaux traités aux liants hydrauliques.</u>

Quel que soit le mode de sollicitation mécanique de l'éprouvette, on peut mesurer la déformation durant l'essai et tracer la courbe de variation de la contrainte σ en fonction de la déformation ε.




Cette courbe est linéaire sur sa première partie (jusqu'à 40 à 80 % de l'effort de rupture, selon le type d'essai pratiqué) et la pente de la partie linéaire varie peu avec le type d'essai.

On définit donc le module sécant à 30 % de la charge de rupture, à 360 jours :

$$E_{360} = 0{,}3\sigma_R / \varepsilon_{30\%}$$

Le tableau ci-après donne les valeurs de module prises en compte pour les principaux types de matériaux hydrauliques.

| | liant | Module E | Coefft. ν |
|---|---|---|---|
| Graves | ciment<br>liants routiers<br>cendres hydrauliques | 23 000 MPa | 0,25 |
| | laitier | 15 000 MPa | |
| | cendres silico-alumineuses | 20 000 MPa | |

| | liant | classe | Module E | Coefft. ν |
|---|---|---|---|---|
| Sables | laitier | S 3 | 12 500 MPa | 0,25 |
| | | S 2 | 8 500 MPa | |
| | | S 1 | 3 700 MPa | |
| | ciment<br>liants routiers<br>cendres | S 3 | 17 200 MPa | |
| | | S 2 | 12 000 MPa | |
| | | S 1 | 5 000 MPa | |

*Comportement à la fatigue des matériaux hydrauliques*

Pour les études courantes portant sur des matériaux conformes aux normes, le comportement à la fatigue est estimé à partir d'essais de traction directe $R_T$ ou de résistance à la flexion $R_f$. Pour donner des ordres de grandeur, la contrainte $\sigma_6$ (qui entraîne la rupture au bout de $10^6$ chargement) se situe aux environs de la moitié de la résistance à la flexion, soit :

$$\sigma_6 \approx 1/2\ R_f$$

c) <u>Matériaux bitumineux</u>

Le problème de la caractérisation du module des matériaux bitumineux est plus complexe, car ils sont sensibles à la température et au temps de charge (caractère visco-élastique du bitume qui sera abordé dans le prochain chapitre).

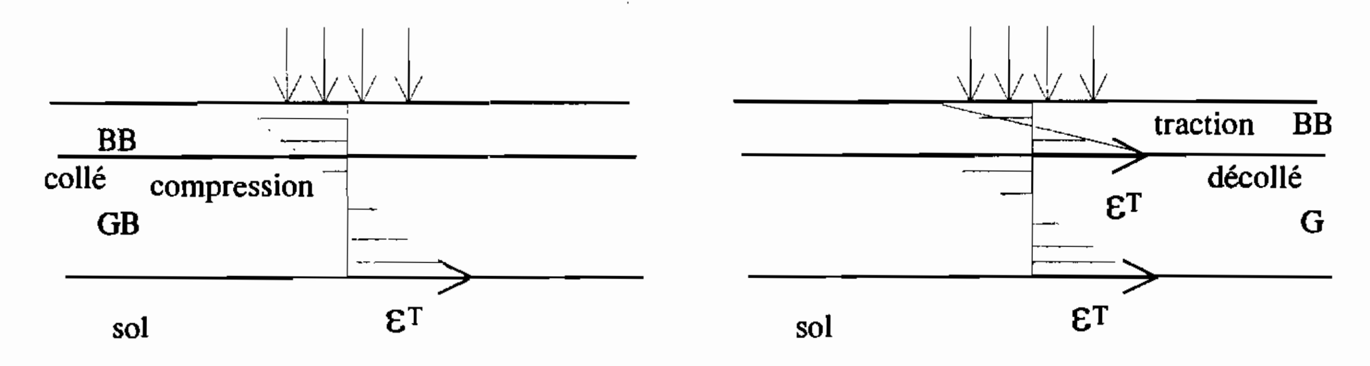
Pour cette raison, le module E des matériaux bitumineux doit toujours être associé à une température et à un temps de charge. Les normes retiennent 15°C et 10 Hz pour la caractérisation du module et 10°C et 25 Hz pour la fatigue.

Le tableau ci-après donne quelques valeurs minimales pour E et $\varepsilon_6$ des principaux matériaux bitumineux.

| Matériaux | | Module E (15°C - 10 Hz) en MPa | Fatigue $\varepsilon_6$ (10°C et 25 Hz) |
|---|---|---|---|
| Grave bitume | Classe 1<br>Classe 2<br>Classe 3 | 7 000 MPa<br>9 000 MPa<br>9 000 MPa | $70.10^{-6}$<br>$80.10^{-6}$<br>$90.10^{-6}$ |
| Enrobés à module élevé | Classe 1<br>Classe 2 | 14 000 MPa<br>14 000 MPa | $100.10^{-6}$<br>$130.10^{-6}$ |
| Béton bitumineux semi grenu | | 5 400 MPa | $100.10^{-6}$ |

### *IV.3.3 COLLAGE DES COUCHES ENTRE ELLES*

Le bon collage des couches, qui assure une continuité des contraintes ou efforts, est d'autant plus important que la rigidité des matériaux est forte et que l'interface est proche de la surface de la chaussée.




A l'inverse le collage ou le non collage d'une couche éloignée de la surface (fondation, par exemple) sur une couche de faible module n'a que peu d'incidence sur le dimensionnement.

Ainsi, le **collage** des **couches superficielles** (couches de roulement et de liaison), sur leur support en matériaux liés notamment, est absolument **primordial.**

De même le collage des couches **d'assises bitumineuses** entre elles et sur les matériaux traités aux liants hydrauliques doit être **assuré,** par des moyens de mise en ouvre adaptés.

Le **collage ou non** des couches **traitées aux liants hydrauliques** entre elles sera fonction d'un certain nombre de paramètres, dont la granularité, la nature du liant et le mode de mise en oeuvre.

Enfin, toute interface entre matériau **traité** et couche **non traitée** sera considérée comme **collée.**

## IV.4 Données climatiques et d'environnement - Vérification au gel

Les données climatiques directement utilisées dans le calcul se rapportent :

- à l'***état hydrique du sol support***, pris en compte au travers de la portance de la partie supérieure des terrassements (PST);

- aux ***cycles saisonniers de température***, dont la connaissance est utile du fait :
  - de la sensibilité des propriétés des matériaux bitumineux à la température,
  - de l'importance des sollicitations engendrées par les gradients thermiques dans les structures rigides ;

- à l'***intensité des périodes de gel*** :

  les conditions climatiques sont caractérisées par la valeur de l'indice de gel atmosphérique IA, exprimé en °C.jour (*chapitre 9 du polycopié ROUTES*). Le choix de l'indice de gel de référence, fait par le maître d'ouvrage, conditionne la fréquence des poses éventuelles de barrières de dégel.

  On dispose de données météorologiques sur l'ensemble du territoire de la métropole depuis 1951.

  On considère deux types d'hivers :

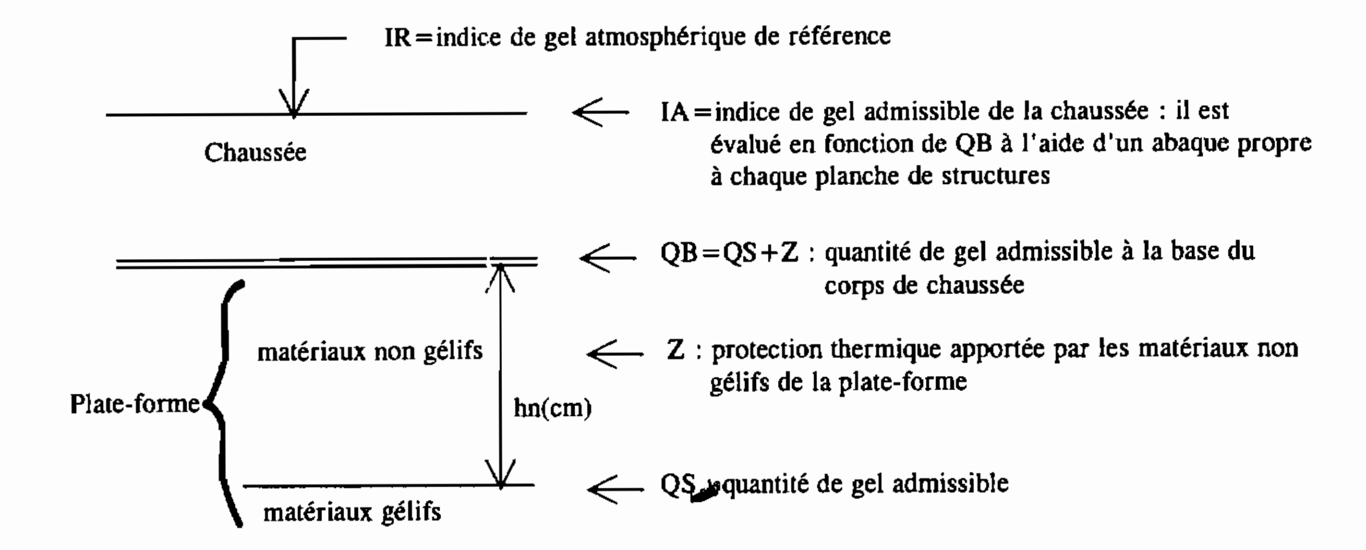
  - l'***hiver exceptionnel***, qui correspond à l'hiver le plus rigoureux connu et dont la fréquence est de l'ordre de 20 à 30 ans;

  - l'***hiver rigoureux non exceptionnel***, correspondant à une certaine période de retour : *l'hiver de rang 3 pour une période d'observation de 30 ans correspond à une période de retour de l'ordre de 10 ans.*

La **vérification au gel - dégel** consiste à comparer :

- l'indice de gel atmosphérique choisi comme référence, IR, qui caractérise la rigueur de l'hiver pour lequel on souhaite protéger la chaussée,

- et l'indice de gel atmosphérique que peut supporter la chaussée, appelé indice de gel admissible, IA. Il s'évalue en fonction de la sensibilité au gel du sol support, de la protection thermique et du rôle mécanique de la chaussée.




Selon l'importance que l'on attache à la continuité du service de la route :

- soit on conçoit la structure pour que l'indice de gel admissible IA soit supérieur à l'indice de référence IR ( IA > IR ),

- soit on accepte que cette inégalité ne soit pas assurée, auquel cas, on pourra être conduit à poser des barrières de dégel pour préserver la chaussée lors du dégel.

- pour les itinéraires les plus importants (réseau autoroutier, routes nationales importantes), on se protégera vis-à-vis de l'hiver exceptionnel ;

- pour des itinéraires d'importance moindre, on se protégera moins, en envisageant éventuellement la pose de barrière de dégel ; le risque de ruine de la chaussée de courtes sections pourra même dans certains cas être pris..

# V - DEMARCHE ET METHODES PRATIQUES DE DIMENSIONNEMENT

## V.1 - Démarche

Quelles que soient les techniques de chaussée, la démarche de dimensionnement et l'articulation des différentes étapes restent sensiblement les mêmes :

• 1ère étape : une fois réunies les données nécessaires au calcul, on procède :

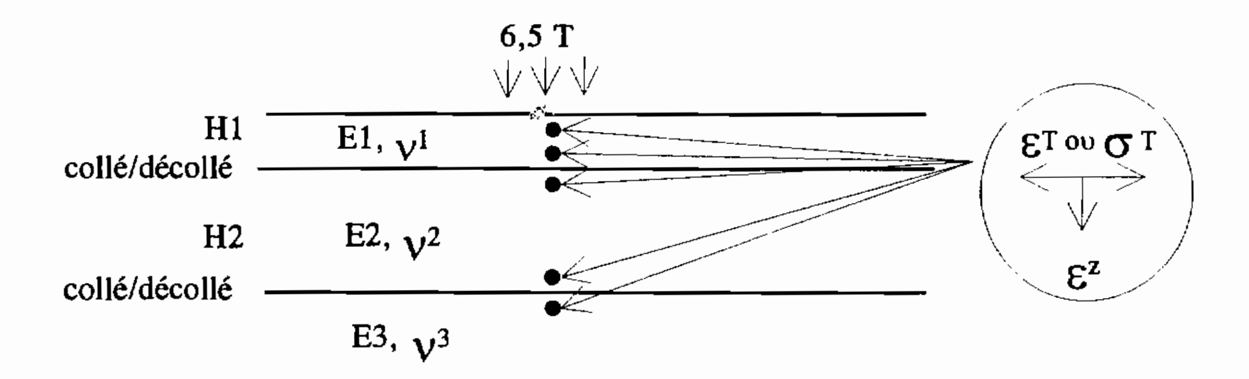
- à un premier choix de la couche de roulement, selon les principes exposés dans le chapitre II.2 sur le choix de la couche de surface ;

- à un pré-dimensionnement de la structure par référence à des situations comparables.

- son **coefficient de Poisson** $\nu$ ;

en définissant les **conditions aux interfaces** (collé ou glissant), puis à calculer les niveaux de **contraintes** tangentielles $\sigma_T$ et de **déformations** verticales $\varepsilon_Z$ et tangentielles $\varepsilon_T$ aux différentes **interfaces**, sous l'***essieu de référence de 130 kN (13 tonnes)***.

Chaque demi-essieu comporte un jumelage à roues simples, représenté par deux charges exerçant une pression uniformément répartie de 0,662 MPa sur deux disques de 0,125 m de rayon, avec un entre-axe de 0,375 m :




## V.3 - Vérification de la structure - Comparaison des valeurs calculées aux valeurs admissibles

Il reste alors à vérifier que les valeurs calculées sont inférieures aux valeurs admissibles pour les matériaux considérés et le trafic cumulé considéré :

- déformation verticale relative $\varepsilon_Z$ à la surface de la plate-forme support et des couches non traitées ;

- contrainte tangentielle $\sigma_T$ à la base des couches traitées aux liants hydrauliques ;

- allongement relatif $\varepsilon_T$ à la base des couches bitumineuses.

## V.4 - Méthodes pratiques de dimensionnement

La méthode exposée ci-avant permet de résoudre tous les problèmes de dimensionnement de chaussées auxquels peut être confronté un ingénieur routier, mais il n'est pas pensable d'imaginer d'effectuer tous les calculs et toutes les vérifications nécessaires à la conception d'une structure.

Il est donc nécessaire de disposer de méthodes pratiques de dimensionnement, d'utilisation plus facile, et qui sont en fait l'application de la méthode générale à un certain contexte, caractérisé par des hypothèses de base plus ou moins nombreuses et plus ou moins figées sur les paramètres caractéristiques (stratégie de dimensionnement, niveau de service, trafic, sols , matériaux), qui sont en fait le reflet de la politique appliquée ou des politiques possibles.

### *V.4.1 CATALOGUE DES STRUCTURES TYPES DE CHAUSSEES - MANUEL DE CONCEPTION DES CHAUSSEES D'AUTOROUTES*

Ces deux méthodes, bien que distinctes :

- l'une est destinée au réseau national non concédé,

- l'autre aux autoroutes concédées,

utilisent une démarche identique.

Le réseau concerné est bien ciblé, la politique routière est bien définie, ce qui permet de fixer une fois pour toutes un certain nombre de paramètres :

- les spécifications sur les matériaux de chaussée et sur les plates-formes, ce qui permet d'établir de véritables "catalogues", avec utilisation de matériaux standards;

- le niveau de service et la politique investissement-entretien, et donc de fixer les durées de calcul et les niveaux de risque ; moyennant une prévision de croissance du trafic lourd et une connaissance statistique de l'agressivité des poids lourds, on peut facilement convertir le nombre de poids lourds par jour en MJA[1] à la mise en service en trafic cumulé en nombre d'essieux-standard.

Cette démarche débouche sur des structures précalculées, avec une fiche pour chaque type de structure, et pour les différentes techniques.

A partir de ces fiches, on peut, connaissant la classe de trafic Ti et la classe de plate-forme PFj déterminer directement la structure de chaussée.

On trouvera ci-après :

- un schéma résumant la démarche présentée au & V.I,

- un exemple de fiche extraite du Manuel de conception des chaussées d'autoroutes.

[1]moyenne journalière annuelle

ETUDES PREALABLES

ETUDES DE TRAFIC

RESSOURCES EN MATERIAUX ETUDES ECONOMIQUES

ETUDES GEOLOGIQUES GEOTECHNIQUES ET DE GELIVITE

ETUDES CLIMATIQUES

C A T A L O G U E

Détermination de la classe de trafic

Planches de structures

Détermination de la classe de sol Sk
Choix de la couche de forme éventuelle
Détermination de la classe de plate-forme

Ti

PFj

Ti

PFj

Choix couche de roulement

Tenue au gel-dégel

insuffisante

Choix d'une autre structure offrant une meilleure protection contre le gel

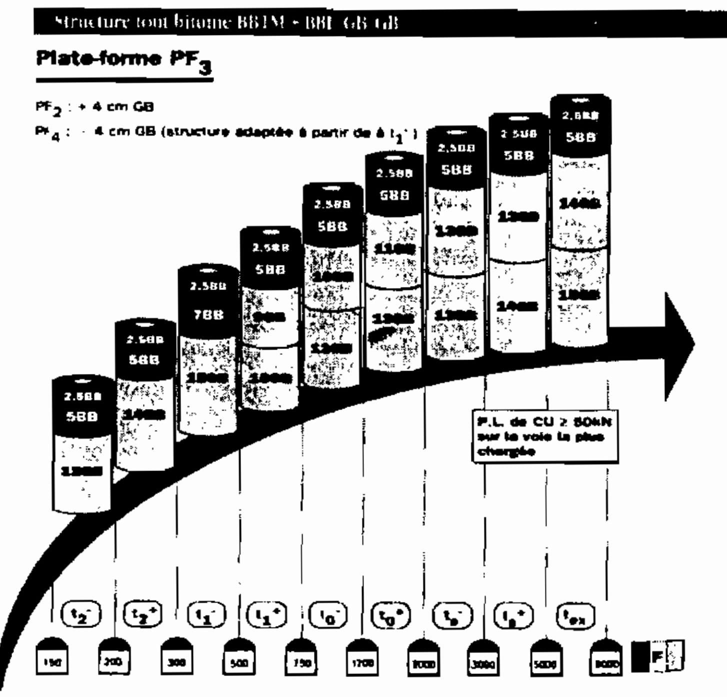
Augmentation de l'épaisseur non gélive du support de chaussée ou diminution de sa sensibilité au gel

acceptable

Coupes transversales

CONCLUSION

Evaluation des coûts et choix de la structure de chaussée

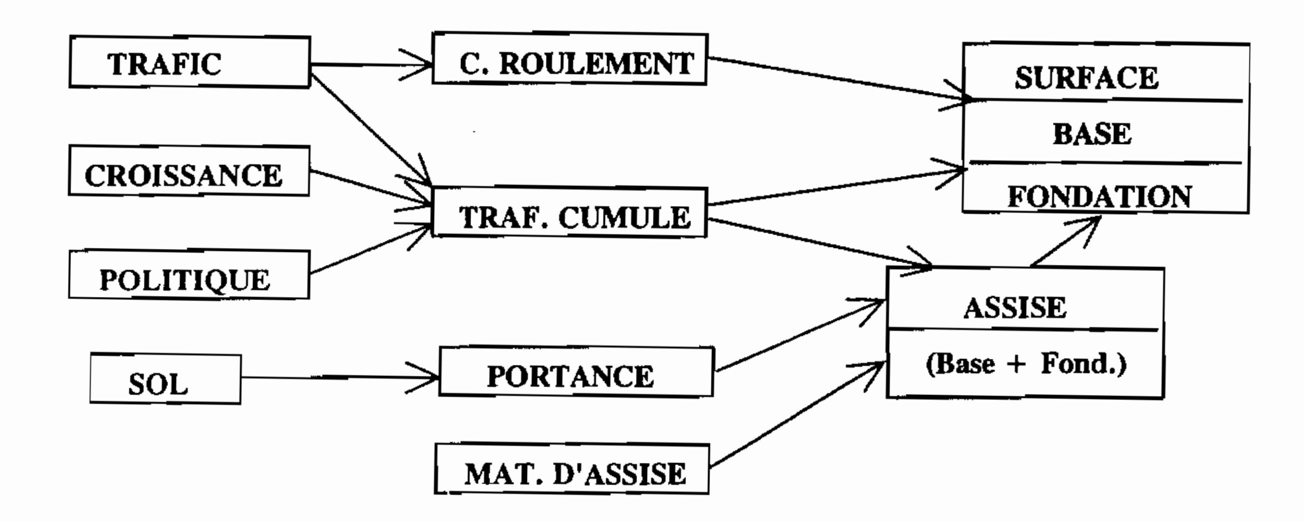



Exemple de structures de chaussée (tout bitume) sur une plate-forme PF3

### *V.4.2 MANUEL DE CONCEPTION DES CHAUSSEES NEUVES A FAIBLE TRAFIC*

A l'opposé, ce document s'adresse à différents maîtres d'ouvrage, qui peuvent avoir défini des politiques différentes, ou quand les matériaux utilisables sont d'origines et de qualités très variées, les choix à faire par l'utilisateur sont très nombreux. La souplesse d'utilisation des méthodes, permettant d'effectuer de nombreux choix, se traduit par une présentation plus complexe.

La démarche peut alors être schématisée comme suit :




*Principe de la démarche retenue par le manuel de conception des chaussées à faible trafic. On fixe a priori la nature et l'épaisseur de la couche de roulement et de la couche de base et on "joue" sur l'épaisseur de la couche de fondation pour adapter la structure au trafic et à la qualité du sol support.*

### *V.4.3 AUTRES METHODES PRATIQUES DE DIMENSIONNEMENT*

On peut envisager une multitude de documents pratiques de dimensionnement, s'appliquant :

- soit à des types de voies spécialisées : voies réservées aux transports en commun, voies cyclables, etc...

- soit à des maîtrises d'ouvrage bien particulières: état, départements, villes et communautés urbaines,...

- soit à des structures particulières : pavés, dalles, etc.

Différentes formes sont possibles :

- soit un catalogue de structures précalculées, établies pour une gamme restreinte de climats et pour des matériaux standardisés. Ce mode de présentation est bien adapté aux besoins d'une administration routière d'un pays ou d'une collectivité locale donnée ;

- soit un ensemble d'abaques permettant de faire les déterminations intermédiaires et le dimensionnement proprement dit, dans des conditions variables de climat, de matériaux, de trafic, .... Une telle présentation est intéressante si l'on vise une certaine universalité. C'est la formule retenue, outre par le guide de conception des chaussées neuves à faible trafic, ou encore par la méthode SHELL.

- soit encore d'un programme informatique, qui peut être soit une transposition d'une méthode du type de celles exposées ci-dessus, soit une méthode de vérification d'un cas de dimensionnement donné ; le problème est alors considéré à chaque fois comme unique, avec son ensemble de données (exemple : le programme VESYS, de la FHWA[2]). L'inconvénient d'une telle méthode est que le nombre de données à introduire est très important. L'attrait d'une telle méthode, lié au fait de considérer chaque cas comme unique, est donc en fait quelque peu illusoire.

---

[2]Federal Highway Washington Administration

# BIBLIOGRAPHIE


**Dimensionnement des chaussées**

1977 Catalogue des structures types de chaussées, circulaire 77-1156 du 5 décembre, DRCR, SETRA, LCPC. Actualisation avril 1988.

1978 Dimensionnement des renforcements de chaussées souples, guide technique, SETRA, LCPC, juin.

1981 Manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic, SETRA, LCPC, juillet.

1988 Etablissement des coupes transversales de chaussées, SETRA, CETE de l'Ouest, avril.

1994 Manuel de conception des chaussées d'autoroutes, Scétauroute.

**Propriétés d'usage des chaussées et politiques d'entretien**

1979 Entretien préventif du réseau routier national, guide technique, SETRA, LCPC, modification 1984.

1988 Adhérence des chaussées neuves, ministère de l'Equipement, circulaire 88-78, 1er septembre.

**Terrassements**

1992 Réalisation des remblais et des couches de forme, guide technique, SETRA, LCPC, septembre.

**Autres publications**

1966 L'essai AASHO - Bulletin de liaison des Laboratoires routiers (Ponts et Chaussées) Spécial E , mai.

1982 P.Autret, A.De Boissoudy, J.P.Marchand, Pratique d'Alizé III, rapport des laboratoires, série construction routière, CR-2, LCPC, pp.3-62.

1984 C.Peyronne, G. Caroff, Dimensionnement des chaussées, cours de route, presses de l'ENPC.

# CHAPITRE 13

# LES GRANULATS

**Paul CAMPOROTA**
**D.D.E. de L'ISERE**

**Michel FAURE**
**S.A.P.R.R.**

# LES GRANULATS

## I - INTRODUCTION

On appelle "granulats" un ensemble de grains de dimension comprise entre 0 et 80 mm.

C'est une véritable industrie qui assure la production des 330 à 350 millions de tonnes de granulats consommés en France chaque année, avec près de la moitié de ce tonnage utilisé dans les travaux routiers.

Les granulats sont le constituant de très loin majoritaire des couches de chaussées, qu'elles soient des assises hydrauliques, des enrobés, des enduits ou des chaussées en béton.

Le tableau suivant le prouve :

| NATURE DU MATERIAU COMPOSE | POURCENTAGE DE GRANULAT (en poids) | POURCENTAGE DES AUTRES CONSTITUANTS (en poids) | NATURE DES AUTRES CONSTITUANTS |
|---|---|---|---|
| Grave non traitée | 100 % | | |
| Grave ciment | 94 à 97 % | 3 à 6 % | ciment |
| Grave laitier | 80 à 90 % | 10 à 20 %<br>------------------------<br>1 % | laitier granulé<br>------------------------<br>chaux |
| Grave bitume | 95 à 96 % | 4 à 5 % | bitume |
| Grave émulsion | 96 à 97 % | 3 à 4 %<br>------------------------<br>disparaît après traitement | bitume<br>------------------------<br>eau de l'émulsion |
| Grave cendres | 75 à 85 % | 15 à 25 %<br>------------------------<br>1 à 2 % | cendres volantes<br>------------------------<br>chaux |
| Béton | 80 à 85 % | 15 à 20 % | ciment |
| Enduit superficiel | 93 à 95 % | 5 à 7 % | bitume pur ou modifié |

La présence de liants divers procure aux matériaux élaborés par mélange ou traitement des caractéristiques profondément différentes de celles des granulats de base, mais la qualité de ceux-ci n'en transparait pas moins dans les propriétés mécaniques de ceux-là.

Nous examinerons quatre qualités principales des granulats en indiquant comment on les apprécie (chacune de ces qualités est parfois appréciée différemment suivant l'usage qui est fait du granulat).

Puis nous examinerons l'origine des granulats et leur élaboration.

# II - CARACTERISATION DES GRANULATS

Comme pour les sols, les granulats font l'objet d'une classification basée sur un certain nombre d'essais de laboratoire. Le premier essai pratiqué a trait à la mesure de la grosseur des grains constituant le granulat.

## II.1 - La granularité

La granularité est la distribution dimensionnelle des grains d'un granulat.

Elle traduit la distribution pondérale des granulats élémentaires dans les matériaux étudiés, en portant en abscisse les ouvertures de mailles de tamis et en ordonnée les pourcentages de tamisats cumulés.

On obtient ainsi une courbe dite courbe granulométrique, qui résulte d'un tamisage sous l'eau à l'aide de tamis à mailles carrées (essai dit analyse granulométrique ou granulométrie).

La classe granulaire est définie par deux dimensions d'ouverture de mailles carrées conformes à la série du tableau suivant :

**Ouverture des mailles carrées des tamis en millimètres**

| | | |
|---|---|---|
| 0,080 | 1,00 | 12,50 |
| 0,100 | 1,25 | 14,00 (1) |
| 0,125 | 1,60 | 16,00 |
| 0,160 | 2,00 | 18,00 (1) |
| 0,200 | 2,50 | 20,00 |
| 0,250 | 3,15 | 25,00 |
| 0,315 | 4,00 | 31,50 |
| 0,400 | 5,00 | 40,00 |
| 0,500 | 6,30 | 50,00 |
| 0,630 | 8,00 | 63,00 |
| 0,800 | 10,00 | 80,00 |
| (1) Dimensions supplémentaires par rapport à la série normale*. | | |

** On notera que 2 tamis successifs de la série normale suivent une progression géométrique de raison 1,25.*

Les granulats sont désignés par d et D, qui représentent respectivement la plus petite et la plus grande des dimensions demandées.

On distingue :

- Les granulats de type 0/D dont la grosseur des grains est comprise entre 0 et D mm (par exemple 0/20).

- Les granulats constitués par une classe granulaire d/D (par exemple : gravillons 6,3/10 ce qui veut dire que la grande majorité des grains ont une grosseur comprise entre 6,3 et 10 mm). En fait, il est toléré un certain pourcentage de grains inférieurs à d = 6,3 mm et supérieurs à D = 10 mm.

A chaque type de granulats 0/D ou d/D correspond une série de tamis de base ou de référence qui sont à choisir dans la série donnée à la page précédente, tamis pour lesquels il est prévu une tolérance :

Ces tamis sont :

$$0,63\,d - d - \frac{d + D}{2} - D - 1,25\,D - 1,58\,D$$

Si nous reprenons l'exemple des gravillons 6,3/10, les tamis à utiliser pour l'analyse granulométrique seront :

4mm =0,63 d; 6,3mm =d; 8mm $=\frac{d + D}{2}$; 10mm =D; 12,5mm =1,25 D; 16mm =1,58 D

Classification suivant la granularité

Les dimensions de séparation entre les différents produits ne sont pas rigoureuses : elles peuvent varier selon les techniques d'utilisation et les origines de production ; les définitions des classes sont données dans le tableau suivant :

| CLASSES DE PRODUITS | DIMENSIONS EN MILLIMETRES |
|---|---|
| Fines | O/D où $D \leq 0,080$ |
| Sables | O/D où $D \leq 6,30$ |
| Gravillons | d/D où $d \geq 2,00$ et $D \leq 31,50$ |
| Cailloux | d/D où $d \geq 20,00$ et $D \leq 80,00$ |
| Graves | O/D où $6,30 < D \leq 80,00$ |

*SPECIFICATIONS*

Les spécifications propres à chaque emploi indiquent les étendues dans lesquelles doivent se situer 95 % des valeurs mesurées (soit moyenne ± 2 écarts types).

Il faut en général prêter plus d'attention à la partie basse qu'à la partie haute de la courbe granulométrique.

## II.2 - Les caractéristiques intrinsèques des gravillons

Il s'agit de caractéristiques régies par la qualité propre de la roche et sur lesquelles le technicien routier n'a pas de possibilité d'action. Elles concernent sa dureté, sa résistance à l'usure par frottement, et sa résistance au polissage.

Les contraintes auxquelles sont soumises les couches de chaussée se concentrent dans les granulats, presque toujours plus rigides que leur "emballage" ; leur résistance mécanique est donc un paramètre très important. Elle est appréciée différemment selon qu'il s'agit de résister à des chocs (les gravillons d'un enduit soumis au choc de la roue qui les attaque à grande vitesse) ou à des mouvements plus lents du type frottement.

### *II.2.1 - RESISTANCE A LA FRAGMENTATION PAR CHOCS*

Elle est mesurée soit par l'essai Los Angeles (L.A.), soit plus rapidement par l'essai de fragmentation dynamique (F.D.). Cette mesure est destinée à évaluer l'aptitude des granulats à se fragmenter sous l'action du trafic.

Seul l'essai Los Angeles est pris en compte pour la définition des catégories de résistance mécanique normalisées. L'essai de fragmentation dynamique est à considérer comme un test d'évaluation rapide qu'il faut confirmer par l'essai Los Angeles.

L'essai Los Angeles se pratique sur les classes granulaires 4/6, 6/10 ou 10/14 que l'on introduit dans un tambour en présence de boulets de fonte normalisées. La rotation du tambour pendant un nombre de tours et à une vitesse normalisés détermine une fragmentation de granulat. On tamise ensuite celui-ci en le lavant sur un tamis de 1,6 mm d'ouverture ; le passant à ce tamis permet de calculer le coefficient Los Angeles qui est d'autant meilleur qu'il est plus faible. L'essai de fragmentation dynamique utilise un autre procédé, plus rapide puisqu'il consiste à laisser tomber une masse un certain nombre de fois sur des gravillons de même classe granulaire que ceux utilisés pour l'essai Los Angeles. Les résultats obtenus par les 2 procédés présentent d'excellentes corrélations.

| VALEURS REPERES | |
|---|---|
| **COEFFICIENT LOS ANGELES** | **APPRECIATION** |
| < 15 | Très bon à bon |
| 15 à 25 | Bon à moyen |
| 25 à 40 | Moyen à faible |
| > 40 | Médiocre |

### *II.2.2 - RESISTANCE A L'ATTRITION ET A L'USURE*

On utilise l'essai "micro-Deval" en présence d'eau (M.D.E.). Cette mesure permet de quantifier à la fois l'usure par frottement réciproque des granulats dans une assise (attrition), et l'usure par frottement des pneumatiques sur les gravillons à la surface des revêtements.

Les classes granulaires testées sont les mêmes que pour l'essai Los Angeles.

L'essai se pratique en présence d'eau car celle-ci, présente de façon quasi permanente dans les assises de chaussée, a généralement une grande influence sur l'usure.

Il consiste à introduire dans un tambour : le granulat, de l'eau, et une charge abrasive constituée par des billes d'acier. Après un certain nombre de tours du tambour, effectués à une vitesse définie, on recueille l'échantillon et on le traite comme dans l'essai Los Angeles : lavage sur un tamis de 1,6 mm et calcul du coefficient M.D.E. à partir du pourcentage de passant à ce tamis.

| VALEURS REPERES | |
|---|---|
| **MICRO-DEVAL EN PRESENCE D'EAU** | **APPRECIATION** |
| < 10 | Très bon à bon |
| 10 à 20 | Bon à moyen |
| 20 à 35 | Moyen à faible |
| > 35 | Médiocre |

### *II.2.3 - RESISTANCE AU POLISSAGE*

Les gravillons situés à la surface de la chaussée doivent présenter des arêtes vives et des faces "râpeuses" pour lutter contre la glissance. Pour maintenir cette capacité, il faut bien entendu qu'ils conservent dans le temps ces arêtes, qui ont tendance à disparaître par polissage.

Un essai permet de chiffrer la résistance au polissage des gravillons utilisés pour les couches de surface.

On utilise une roue, supportant des plaques sur lesquelles sont collés les granulats à tester, et on la fait frotter contre une autre roue à bandage de caoutchouc, en présence d'eau et d'abrasifs.

Après un certain nombre de rotations, on mesure, à l'aide d'un pendule, la perte de rugosité de la surface des plaques, et l'on en tire **le coefficient de polissage accéléré (C.P.A.)** qui donne son nom à l'essai.

| VALEURS REPERES | |
|---|---|
| **C.P.A.** | **APPRECIATION** |
| > 0,55 | Excellent |
| 0,50 à 0,55 | Bon à très bon |
| 0,45 à 0,49 | Médiocre à passable |
| < 0,45 | Interdit |

### *II.2.4 - SENSIBILITE AU GEL*

L'action répétée du gel sur les granulats saturés d'eau peut provoquer une dégradation de ceux-ci (fragmentation ou micro-fissuration), particulièrement pour les granulats issus de roches poreuses. L'essai de gel sur granulats permet de chiffrer cette dégradation en mesurant la diminution du coefficient Los Angeles après que le granulat ait subi des cycles de gel-dégel.

### *II.2.5 - CATEGORIES DE GRAVILLONS SELON LA NORME P 18.101 DE DECEMBRE 1990*

La norme P 18.101 classe les gravillons en catégories par association des caractéristiques LOS ANGELES et M.D.E,. pour les couches de liaison, base et fondation, selon le tableau 1a ci-après.

## Caractéristiques intrinsèques des gravillons

**Tableau 1a**

| L'appartenance à une catégorie nécessite de SATISFAIRE SIMULTANEMENT aux 3 conditions | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **CATEGORIES** | | **LA + MDE** | | **LA** | | **MDE** |
| **BASE, FONDATION, LIAISON** | A | | ≤ 25 | ET | ≤ 20 | ET | ≤ 15 |
| | B | | ≤ 35 | | ≤ 25 | | ≤ 20 |
| | C | | ≤ 45 | | ≤ 30 | | ≤ 25 |
| | D | | ≤ 55 | | ≤ 35 | | ≤ 30 |
| | E | | ≤ 80 | | ≤ 45 | | ≤ 45 |
| | F (1) | | > 80 | | >45 | | > 45 |

(1) Les limites supérieures sont à fixer obligatoirement dans le C.C.T.P.

Pour les couches de surface, en plus des caractéristiques LA et MDE, on fait intervenir le Coefficient de Polissage Accéléré (C.P.A.) (voir tableau 1b ci-après).

**Tableau 1b**

| L'appartenance à une catégorie nécessite de SATISFAIRE SIMULTANEMENT aux 5 conditions | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **SURFACE** | **CATEGORIES** | | **100 CPA - (LA + MDE)** | | **100 CPA** | | **LA + MDE** | | **LA** | | **MDE** |
| | A | | ≥ 30 | ET | ≥ 50 | ET | ≤ 30 | ET | ≤ 20 | ET | ≤ 15 |
| | B | | ≥ 15 | | ≥ 45 | | ≤ 40 | | ≤ 25 | | ≤ 20 |
| | C | | ≥ 5 | | ≥ 45 | | ≤ 50 | | ≤ 30 | | ≤ 25 |

Les catégories de la norme P 18.101 intègrent de fait la règle de compensation, limitée à 5 points, entre :

- d'une part, LA et MDE pour les couches de fondation, de base et de liaison des chaussées (cf. tableau 1A),

- d'autre part, LA + MDE et 100 CPA pour les couches de surface des chaussées (cf. tableau 1b).

Pour être accepté en catégorie D (cf. tableau 1a) :
- un gravillon ayant un LA de 35 doit avoir un MDE ≤ 20 ;
- un gravillon ayant un MDE de 30 doit avoir un LA ≤ 25.

De même, pour être accepté en catégorie B (cf. tableau 1b) :

- un gravillon ayant une somme LA + MDE de 40 doit avoir un 100 CPA ≥ 55 ;

- un gravillon ayant un 100 CPA de 45 doit avoir une somme de LA + MDE ≤ 30.

## II.3 - Caractéristiques de fabrication des gravillons

Il s'agit de caractéristiques résultant du mode de fabrication des granulats.

### *II.3.1 - FORME OU COEFFICIENT D'APLATISSEMENT (A)*

Lors de l'opération de concassage, on produit, suivant la nature de la roche et le type de l'appareil de concassage, des gravillons de mauvaise forme, c'est-à-dire des aiguilles ou des plaquettes.

Les éléments de mauvaise forme présentent les inconvénients suivants :

- Ils se fragmentent plus facilement car ils sont plus élancés.

- Ils diminuent la maniabilité, ce qui peut être un inconvénient pour le compactage qui est plus difficile, et quelque fois un avantage en donnant une meilleure stabilité aux mélanges bitumineux.

- Ils ont tendance à prendre de préférence une orientation rapprochant de l'horizontale leur plus grande dimension (ce qui est un problème avec la technique des enduits superficiels).

La forme d'un élément est définie par ses trois dimensions principales :

"E" son épaisseur,
"G" sa grosseur,
"L" sa longueur.

Soient 2 plans parallèles tangents à la surface d'un élément et l'enserrant. La distance entre ces 2 plans varie lorsque l'on fait varier leur direction. Lorsque cette distance est maximale, c'est par définition la longueur du granulat. Lorsqu'elle est minimale, c'est encore par définition l'épaisseur (Fig. n° 1).

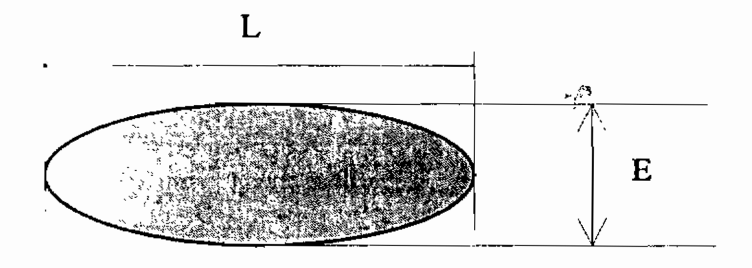



*Fig. n° 1 - Définition de la longueur et de l'épaisseur*

La grosseur reçoit une définition différente : on l'obtient par un tamisage sur tamis à maille carrée : G est définie par la maille du tamis $d_2$ (dans laquelle l'élément ne passe pas), immédiatement inférieur au tamis $d_1$ dans lequel passe le matériau.

Pour quantifier la forme d'un granulat, on détermine le coefficient d'aplatissement (A) qui est par définition le pourcentage d'éléments tels que :

$$\frac{G}{E} > 1{,}58$$

Dans la pratique (Fig. n° 2) on détermine d'abord $d_1$ et $d_2$ précédents qui donnent la grosseur puis on utilise une grille à fentes parallèles d'écartement $\frac{d_2}{1{,}58}$ : cette grille trie les éléments suivant leur épaisseur $E < G/1{,}58$.

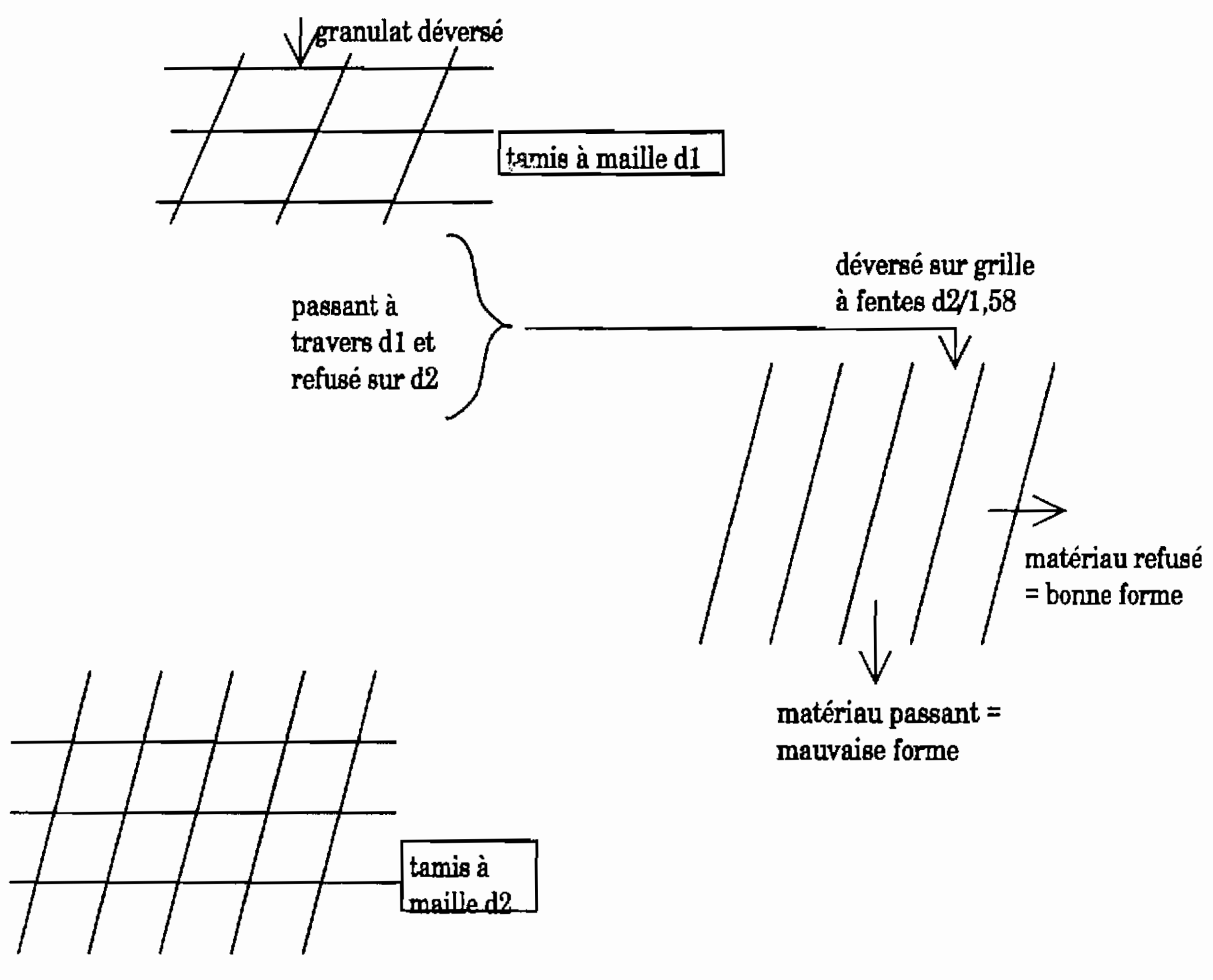



*Fig. n° 2 - Processus de l'essai de forme*

La proportion de matériaux de mauvaise forme donne le coefficient d'aplatissement A qui peut varier de moins de 10 % pour les gravillons de forme excellente à plus de 30 % pour les gravillons de mauvaise forme.

### *II.3.2 - PROPRETE DES GRAVILLONS (P)*

On entend généralement par propreté l'absence dans un granulat d'éléments fins indésirables hydrophiles ou non. Ce sont soit des fines plastiques naturelles (argiles), soit des fines provenant du concassage ou du broyage des roches.

a) Les fines plastiques (hydrophiles), (appréciées par les limites d'Atterberg, par l'essai d'équivalent de sable à 10 % de fines, ou par l'essai au bleu de méthylène), rendent le granulat sensible à l'eau.

b) Les fines et poussières déposées sur les gravillons, qu'elles soient ou non plastiques, ont une très grande surface spécifique et de ce fait fixent le liant. Elles empêchent ainsi un collage direct et de bonne qualité entre les granulats et le liant.

- Pour les enduits, les fines des deux types sont très nocives et doivent être éliminées par lavage lors de l'élaboration des granulats.

- Pour les autres techniques, notamment les enrobés et les bétons, les fines plastiques sont à éliminer de la même façon ; cependant, la présence, en quantité modérée, de fines de concassage non plastiques n'est pas forcément un inconvénient.

**La propreté des gravillons (encore appelée propreté superficielle) correspond à la proportion d'éléments inférieurs à 0,5 mm que l'on obtient par lavage sur un tamis de 0,5 mm d'ouverture.**

Cette propreté peut varier de 0,5 % à 5 % selon les besoins.

### *II.3.3 - CATEGORIES DE FABRICATION DES GRAVILLONS (NFP 18.101)*

Cette classification se fait selon 4 catégories prenant en compte :

- les caractéristiques granulométriques,
- le coefficient d'aplatissement (A),
- la propreté superficielle (P).

**Caractéristiques de fabrication des gravillons**

<table>
<tr><th>CATEGORIES</th><th colspan="3">GRANULARITE</th><th>A(1)</th><th>P</th></tr>
<tr><td>I</td><td rowspan="4">refus à D et tamisat à d compris entre<br>1 et 15 % si D > 1,58 d<br>1 et 20 % si D ≤ 1,58 d<br><br>tamisat à 0,63 d<br>< 3 % si D > 5 mm<br>< 5 % si D ≤ 5 mm</td><td rowspan="2">refus<br>à<br>1,25 D = 0</td><td rowspan="3">tamisat à (d + D)/2 compris entre 33 et 66 %<br>étendue maximale du fuseau de régularité :<br>10 % à d et D<br>25 % à (d + D)/2</td><td>≤ 10</td><td>≤ 0,5</td></tr>
<tr><td>II</td><td>≤ 15</td><td>≤ 1</td></tr>
<tr><td>III</td><td rowspan="2">refus<br>à<br>1,58 D = 0</td><td>≤ 20</td><td>≤ 2</td></tr>
<tr><td>IV</td><td>tamisat à (d + D)/2 compris entre 25 et 75 %<br>étendue maximale du fuseau de régularité :<br>14 % à d et D<br>35 % à (d + D)/2 (3)</td><td>≤ 30</td><td>≤ 3 (2)</td></tr>
</table>

(1) A majoré de 5 points si D < 10 mm  (2) P ≤ 5 admise si $VB_{ta} \leq 1$  (3) Seulement si D ≥ 2,5 d

### II.3.4 - CARACTÉRISTIQUES COMPLEMENTAIRES POUR LES GRAVILLONS

L'angularité (ou la différence entre les gravillons concassés et les gravillons roulés).

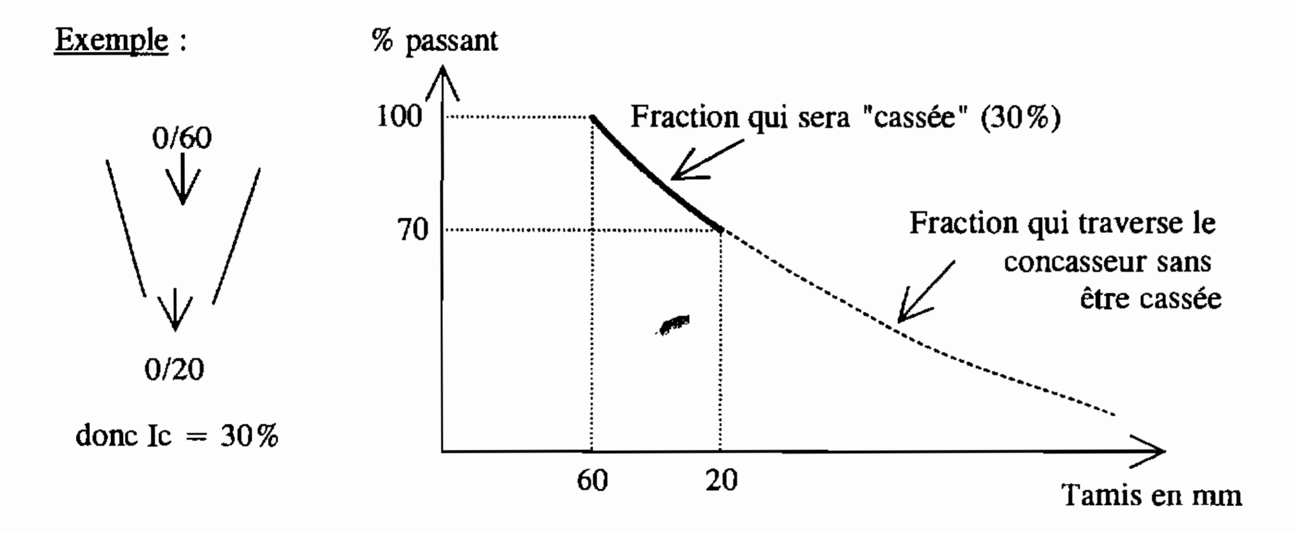
Cette qualité est beaucoup plus fondamentale que la forme. Les éléments qui présentent des faces se coupant à angles vifs augmentent l'angle de frottement interne du matériau et diminuent sa maniabilité, ce qui a deux effets opposés : le compactage est plus difficile, mais si l'on a réussi à effectuer celui-ci, la stabilité est plus élevée. Compte tenu des progrès réalisés sur les matériels et les techniques de compactage, l'angularité est devenue une qualité importante.

On l'apprécie de la manière suivante :

a) Les matériaux issus de roches massives sont entièrement concassés par définition.

b) Pour les granulats d'origine alluvionnaire, qui sont plus ou moins concassés en fonction de la taille des éléments originels, on appelle **indice de concassage** le pourcentage d'éléments supérieurs au D du granulat élaboré contenus dans le matériau d'origine soumis au premier concassage.

**L'indice de concassage** Ic correspond donc à la proportion de matériau roulé ayant été "cassée" au moins une fois. On détermine cette proportion sur la courbe granulométrique du matériau à l'entrée du concasseur, en positionnant le D du 0/D sortant du concasseur (voir exemple ci-après).




Quelques chiffres : 3 niveaux : 30 %, 60 % et 100 %.

Ces niveaux d'indice de concassage sont fixés en fonction de la technique utilisée et du trafic (voir réf. n° 8 de la bibliographie et Normes techniques).

La faiblesse de la notion d'indice de concassage réside dans le fait qu'un gravillon roulé ayant une seule face "ébréchée" est considéré comme concassé, ce qui est insuffisant pour les couches de roulement (béton bitumineux et enduit superficiel).

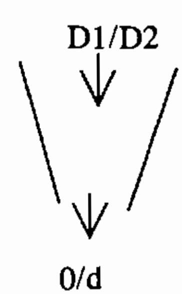
Dans ces cas là, on utilise la notion de **rapport de concassage Rc**.

$$Rc = \frac{D_1}{d_2}$$

où

$D_1$ est la dimension des plus petits matériaux à l'entrée du concasseur et
$d_2$ est la dimension des plus gros matériaux à la sortie du concasseur.

Exemple :




On alimente avec un 40/80 ($D_1 = 40$, $D_2 = 80$)

On produit un 0/20 (0 et d = 20)

On a $Rc = \frac{40}{20} = 2$

Quelques chiffres : 3 niveaux de Rc : 2, 4 et 6.

Ces niveaux sont également fonction de la technique et du trafic.

Un essai basé sur la mesure du temps d'écoulement d'une certaine quantité de granulat à travers un orifice calibré (angulométrie) a été normalisé sous l'appellation de coefficient d'écoulement ($E_c$).

## II.4 - Les caractéristiques de fabrication des sables

Le classement des sables en 3 catégories (a, b et c) fait intervenir des notions de granularité et de propreté.

### *II.4.1 - L'EQUIVALENT DE SABLE A 10 % DE FINES OU PROPRETE DES SABLES (P.S.)*

Cet essai est une variante de l'essai d'équivalent de sable (E.S.) présenté dans le chapitre "Géotechnique Routière".

Pour les granulats, on pratique l'essai sur la fraction 0/2 d'un sable dont la teneur en fines a été ramenée à 10 % (alors que pour les sols, l'essai est pratiqué sur la fraction 0/5 mm à sa teneur en fines naturelle).

Il convient donc de ne pas confondre P.S. et E.S.

### *II.4.2 - L'ESSAI AU BLEU DE METHYLENE*

Cet essai a pour objectif d'estimer la quantité et la nocivité des éléments argileux contenus dans les fines d'un granulat. Il est basé sur la capacité de ces éléments fins à adsorber du bleu de méthylène.

Le colorant étant adsorbé préférentiellement par les argiles, les matières organiques et les hydroxydes de fer, cette capacité rend compte globalement de l'activité de surface de ces éléments.

L'essai consiste à injecter successivement des doses élémentaires d'une solution de bleu de méthylène dans un bain aqueux contenant la prise d'essai. On contrôle l'adsorption de bleu après chaque ajout, en effectuant une tache sur un papier filtre.

On appelle "valeur de bleu" des fines (VBta), la quantité, exprimée en grammes, de bleu de méthylène adsorbée par 100 g de fines.

### *II.4.3 - CARACTERISTIQUES DE FABRICATION DES SABLES*

| CATEGORIES | GRANULARITE | | PS (1) | VBta x f (2) |
|---|---|---|---|---|
| a | refus à D compris entre 1 et 15 % | étendue maximale du fuseau de régularité : (3) 10 % à D et aux tamis de 0,5 mm | ≥ 60 | ≤ 20 |
| b | | 15 % au tamis intermédiaires (2 4 6,3 8 10 14 20 mm) | ≥ 50 | ≤ 25 |
| c | refus à 1,58 D = 0 | 4 % à 0,08 mm si f < 12 % 6 % à 0,08 mm si f ≥ 12 % | ≥ 40 | ≤ 30 |

(1) Si PS < valeur spécifiée, un essai au bleu de méthylène est effectué : dans ce cas, $VB_{ta}$ x f ≤ valeur spécifiée.
(2) Si $VB_{ta}$ x f > valeur spécifiée, un essai tubidimétrique peut être effectué : dans ce cas, $VB_{tu}$ x f ≤ valeur ($VB_{ta}$ x f)/2 spécifiée.
(3) Ne pas appliquer ces tolérances pour les bétons hydrauliques de chaussées.

## II.5 - Choix des catégories de granulats

Ce choix est à effectuer en fonction de l'intensité du trafic, de la position des granulats dans la chaussée (fondation, base, roulement...), et de la technique employée (enrobé, béton, enduit...).

Il faut définir la catégorie de résistance mécanique (qui dépend des qualités intrinsèques des roches d'origine), et la catégorie de caractéristiques de fabrication.

On utilisera pour cela la directive "Spécifications relatives aux granulats pour chaussées" (S.E.T.R.A. 1984), dont il faut impérativement actualiser les catégories avec la version la plus récente de la norme NF P 18-101.

## II.6 - Affinité pour les liants

Il est évident que la nature de la roche doit être telle que le liant utilisé réalise une bonne liaison. Bien que ceci soit valable avec tous les liants, les essais ont surtout trait aux liants hydrocarbonés.

Deux essais principaux permettent de juger le couple liant-granulat pour un matériau donné, donc son adhésivité ; ils intéressent les enduits :

a - Essai à la plaque Vialit utilisé pour les enduits car il teste l'accrochage des granulats au liant.

b - Essai de tenue d'un film de liant en présence d'eau qui sert à évaluer l'affinité liant/granulat.

En ce qui concerne les enrobés, nous renvoyons à l'essai d'immersion-compression (voir chapitre sur les "Enrobés à chaud").

# III - CONSIDERATIONS GEOLOGIQUES ET PETROGRAPHIQUES SOMMAIRES

Les matériaux les plus couramment exploités pour les granulats routiers se situent dans les 3 grandes catégories de roches :

- Roches éruptives
- Roches sédimentaires
- Roches métamorphiques

auxquelles il convient d'ajouter les roches artificielles (laitier).

## III.1 - Roches éruptives

On distingue :

- Les roches volcaniques qui se sont épanchées en surface et dont le refroidissement a été rapide, si bien qu'elles présentent une phase vitreuse et parfois quelques amorces de cristallisation. Au regard des caractéristiques indiquées précédemment, on peut dire que les roches volcaniques ont en général de bonnes résistances mécaniques, donnent des granulats entièrement concassés assez facilement de mauvaise forme, et ont en général une bonne adhésivité. Elles peuvent avoir une résistance médiocre au polissage (basalte par exemple).

- Les roches plutoniques engendrées par un refroidissement plus lent, et donc constituées de cristaux individualisés d'une grande diversité, parmi lesquels il faut

notamment citer le quartz et les feldspaths. Les roches plutoniques ont en général des résistances mécaniques bonnes à médiocres, donnent aussi des granulats entièrement concassés, fournissent des matériaux de bonne forme et ont souvent une adhésivité médiocre.

## III.2 - Roches sédimentaires

Elles proviennent de l'érosion des roches en place dont les éléments, transportés à plus ou moins longue distance, se déposent et sont ensuite plus ou moins consolidés.

En schématisant beaucoup, ces matériaux sont de trois types :

- détritique (sables et graviers),
- chimique (silex),
- organochimique (calcaires).

**Sables et graviers**

Ce sont des formations meubles se trouvant dans les dépôts d'origine alluviale, éolienne, marine ou glaciaire, actuels ou anciens : lits de rivière, terrasses, moraines, dunes, plages etc.

La composition de ces dépôts dépend avant tout des régions auxquelles les sédiments sont arrachés par l'érosion, les cours d'eau par exemple pouvant traverser des zones géologiquement très différentes, d'où des apports de nature variée.

En ce qui concerne les qualités routières, elles dépendent essentiellement de la provenance de ces sables et graviers. Une attention particulière doit être portée à la propreté. C'est bien entendu pour ces matériaux que se pose le problème de l'angularité.

**Grès et quartzites** (pour ce dernier cf. ci après § III.3)

Ces roches sont obtenues par cimentation de grains de sable. Leur résistance mécanique est très variable, de mauvaise à excellente. Elles donnent des matériaux entièrement concassés, de forme souvent médiocre et de mauvaise adhésivité.

**Calcaires**

Ce sont des formations obtenues par dépôts de sédiments (ex. coquilles - $CO_3$ Ca, etc.). Les roches se forment par accumulations successives, d'où leur particularité de se présenter presque toujours en bancs plus ou moins parallèles, d'épaisseur variable suivant l'importance et la durée de l'apport en sédiments.

Les calcaires donnent des granulats de caractéristiques mécaniques moyennes. Les plus durs sont acceptables pour certaines techniques et suivant le type de trafic, les autres sont à rejeter. Leur polissage facile les fait exclure des couches de roulement. Leur adhésivité est excellente tant avec les liants hydrauliques que dans la plupart des cas avec les liants hydrocarbonés.

## III.3 - Roches métamorphiques

Elles proviennent de la transformation des précédentes sous l'action de la température et de la pression. Pour schématiser, on distinguera :

<u>Le métamorphisme de contact</u>

Lors de la mise en place des roches plutoniques, il s'est généralement produit à leur contact une transformation des roches en place par recristallisation.

**<u>Le métamorphisme général</u>** qui affecte les formations en place au fur et à mesure que les couches de terrains s'enfoncent sous le poids des sédiments qui se déposent. Les roches prennent alors un aspect feuilleté accompagné d'une recristallisation plus ou moins importante.

Les principales roches métamorphiques sont : les micaschistes, les gneiss, les quartzites (anciens grès), etc.

Elles fournissent des granulats entièrement concassés, de forme variable, de résistance mécanique souvent acceptable et d'adhésivité variable.

## III.4 - Roches artificielles

Ce sont essentiellement les laitiers, sous-produit de la fabrication de la fonte. Si on les laisse refroidir lentement dans une fosse (au lieu d'un refroidissement brutal tel que pratiqué pour la production de laitier granulé), on obtient une masse solide que l'on réduit par concassage en un granulat très anguleux et d'excellente adhésivité.

# IV - ELABORATION DES GRANULATS

## IV.1 - Etude des gisements

### *IV.1.1 - ETUDES DE SYNTHESE*

Les besoins des granulats croissant d'une façon très sensible chaque année, le problème des ressources se pose en termes quantitatifs et qualitatifs. Il est donc indispensable de connaître avec précision les ressources potentielles, car nombre de celles-ci pourraient se trouver stérilisées par des plans d'urbanisme ou par les exigences de l'environnement.

Toutefois, ces synthèses totales ou partielles doivent être considérées comme des bilans d'orientation et non comme des études de gisement proprement dites.

### *IV.1.2 - ETUDE DU GISEMENT PROPREMENT DIT*

Une exploitation n'est possible que s'il existe des matériaux existent en quantité et en qualité suffisantes. En effet, l'exploitation d'un gisement nécessite des investissements préalables importants qui doivent être amortis sur des périodes suffisamment longues.

Il est donc nécessaire de procéder à des reconnaissances approfondies car il convient, compte tenu des débits actuels de production, de chercher à diminuer autant que possible les aléas liés aux hétérogénéités, discontinuités ou pollutions. Nous ne nous étendrons pas sur ce problème de la reconnaissance de gisement qui mériterait de faire l'objet d'un chapitre à lui seul.

### *IV.1.3 - PLEIN EMPLOI AU GISEMENT*

Nous insisterons seulement sur le point suivant : il faut, dès l'étude du gisement, examiner comment seront produits les granulats et quelle sera leur utilisation.

Pour que les matériaux soient de qualité, il faut éliminer soigneusement la découverte (c'est-à-dire les matériaux qui surmontent le gisement, soit des "stériles", soit des bancs altérés ou pollués).

Cette élimination doit être prévue dans l'étude.

Mais de plus, afin que l'exploitation soit rentable, il faut s'arranger pour que la quasi totalité du gisement trouve un débouché. C'est ce que l'on appelle assurer le plein emploi du gisement.

## IV.2 - Extraction

*IV.2.1 -* ***Pour les roches massives,*** le schéma général est le suivant : décapage de la découverte de roche altérée de surface - abattage à l'explosif de la roche saine - transport des produits abattus vers l'installation de concassage.

L'accent doit être mis sur la qualité de la découverte qui a une incidence très importante sur l'homogénéité des produits livrés après concassage (absence d'éléments trop tendres ou altérés).

*IV.2.2 -* ***Pour les matériaux alluvionnaires,*** le problème est un peu différent car la découverte est en général un matériau meuble, plus ou moins argileux. De plus il est primordial de tenir compte du paramètre hydrologique : en effet, suivant la période d'extraction, certaines parties du gisement peuvent se trouver plus ou moins sous le niveau de la nappe.

D'autre part, il faudra tenir compte à l'extraction des hétérogénéités en granularité, propreté ou dureté, afin d'amener aux installations des produits judicieusement

mélangés, ou sélectionnés, de manière à avoir un apport de qualité constante à l'alimentation.

## IV.3 - Concassage - Criblage

*IV.3.1 - **Pour les roches massives,*** les produits d'abattage amenés au concasseur primaire subissent, suivant les cas avant ou après le concassage (voire les 2 à la fois), une élimination des produits terreux et pollués.

Le concassage primaire effectue une première réduction des matériaux, accompagnée d'un affinage en propreté et en dureté, par criblage et mise à l'écart des produits fins provenant du concassage.

Avec le concassage secondaire, tertiaire voire quaternaire, les produits sont de plus en plus élaborés et affinés, tant en granularité qu'en forme et en propreté.

Chaque étage de concassage est bien entendu complété par le criblage correspondant qui a pour fonction d'une part d'extraire des produits livrables avec des coupures normalisées, d'autre part de sélectionner les produits devant alimenter les appareils de l'étage de concassage situé en aval (ex. les granulats secondaires peuvent être soit vendus, soit servir à l'alimentation des concasseurs tertiaires, soit les deux à la fois, ce qui est le cas le plus courant).

*IV.3.2 - **Pour les matériaux alluvionnaires,*** le processus d'élaboration est à peu près le même avec toutefois quelques particularités dues au matériau lui-même : une grave humide ne pourra être criblée que par voie humide - une grave très polluée subira un débourbage avant tout autre traitement - une grave très sableuse subira un dessablage préalable - un sable avec "bosse du sable" subira un traitement particulier par voie hydraulique afin d'éliminer les fractions excédentaires, etc. En dehors des ces particularités spécifiques à des matériaux pulvérulents et humides, le circuit d'élaboration sera pratiquement le même tant pour le concassage que pour le criblage.

*IV.3.3 - **Pour les sables de concassage et de broyage,*** l'élaboration des sables de concassage ou de broyage pose deux problèmes bien spécifiques :

* Pour les sables provenant de matériaux alluvionnaires, compte tenu des traitements par voie humide indiqués ci-dessus, il sera nécessaire à un moment donné de les extraire de l'ensemble de la pulpe (eau + sable). Les modes d'extraction de ce sable doivent être adaptés à la concentration de la pulpe pour éviter des pertes de sable fin qui non seulement font perdre au sable une partie de ses caractéristiques, mais de plus engendrent des pollutions (rejet en rivière par exemple).

* Pour obtenir des sables à teneur en fines élevée, il est souvent nécessaire d'utiliser des appareils de concassage très spécifiques qui ont l'inconvénient, du fait d'un faible rendement, de renchérir le coût des produits.

La recherche d'une teneur en fines importante n'est pas toujours souhaitable et il peut être préférable, avec certaines roches, de compenser le manque de fines de concassage par des fines d'apport (fines calcaires par exemple).

## IV.4 - Stockage - Reconstitution - Expédition

Les opérations qui se situent en aval de la chaîne d'élaboration sont d'une extrême importance :

- En premier lieu, il faut éviter qu'un produit homogène ne devienne hétérogène par la simple opération de stockage en trémie ou en tas. Il faut donc veiller à supprimer tous les points susceptibles de créer une ségrégation des matériaux (par ex. chute de grande hauteur, camions bennant du haut d'un tas élevé...).

En second lieu, éviter qu'un système de reconstitution à partir de classes granulaires homogènes ne crée un produit reconstitué hétérogène ou ségrégué.

- Il en est de même pendant toutes les opérations de manutention et de transport (ex. chargement et déchargement de camions ou de trains).

- Enfin, il faut veiller à ce que les stocks ne soient pas pollués par les poussières pouvant provenir de leur voisinage, et à ce qu'ils soient suffisamment éloignés les uns des autres pour que les différentes classes granulaires ne se mélangent pas localement.

## IV.5 - Prise en compte de l'environnement

L'exploitation d'un gisement de granulats est une source importante de nuisances pour l'environnement : pollutions diverses, sécurité de la circulation sur le réseau public, poussière, bruit ...

Elle est aussi très fréquemment en prise avec l'hydrogéologie : risques de pollution de la nappe ou de cours d'eau proches (rejets d'hydrocarbures, de produits de lavage ...), pompage pour alimenter les circuits de lavage ou pour rabattre un niveau de nappe, etc.

Toute autorisation d'ouverture de carrière est conditionnée par la production d'une étude d'impact, d'un plan d'exploitation et d'un plan de remise en état du terrain en fin d'exploitation. Même si ce problème est de la responsabilité du producteur de granulats, l'utilisateur doit en permanence demeurer vigilant sur ce point particulièrement sensible.

# V - CONTROLE

Pendant longtemps le contrôle des fournitures a reposé sur des essais de réception à la livraison, ou après livraison, des matériaux sur stocks situés sur les lieux d'utilisation. Le processus est devenu totalement inadapté car d'une part il est déraisonnable

de refuser à l'arrivée des matériaux ayant subi le prix d'un long transport, d'autre part les moyens de prélèvement sur stock sont loin d'être parfaits et représentatifs.

C'est pourquoi actuellement, dans le grande majorité des cas, le contrôle est effectué sur les lieux de fabrication où les essais sur les matériaux peuvent être complétés par des observations sur le gisement et les principaux circuits d'élaboration.

Après un certain délai, pour une exploitation donnée, le contrôle s'allège de lui-même grâce à la connaissance des différents paramètres aux points sensibles.

En fait le contrôle est allégé en général, mais l'intérêt de la méthode est de pouvoir l'alourdir à bon escient, quand des anomalies apparaissent ou sont prévues tant au niveau du gisement que de l'installation elle-même.

Dans le cas des "grandes carrières" pouvant livrer par fer à longue distance, des équipes de contrôle sont sur place en permanence pour contrôler les productions tous les jours avant le départ de chaque train.

Comme dans tous les domaines, des plans d'assurance de la qualité (P.A.Q.) sont établis par les producteurs importants ; il faut absolument en vérifier la teneur et la régularité du suivi.

Pour les petits producteurs, qui n'ont souvent pas les moyens d'élaborer un véritable P.A.Q. du type le plus complet, il faut au moins obtenir d'eux d'en avoir l'esprit et pour cela d'assurer un minimum de suivi de la qualité de leurs produits.

# BIBLIOGRAPHIE


[I] "Les granulats" traité théorique et pratique édité par l'Equipement Mécanique - Carrières et matériaux. Fascicules I - II - IV - V et XIV - Auteurs MM. BERTHIER - TOURENQ - TOSTAIN - ARQUIE.

[II] "Les granulats" - Revue Générale des Routes et Aérodromes - Recyclage - Fascicule n°8 - Septembre 1971 - Auteurs MM. BONNOT et PANET.

[III] "Gisements de matériaux et installations temporaires" Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 60 - Juillet - Août 1972 - Auteurs MM. PANET - PRIMEL - ARCHIMBAUD

[IV] "La production des granulats "Revue Travaux n° spécial Route n° 464 bis - Novembre 1973 - Auteurs MM. ARCHIMBAUD - JOUBERT - MALDONADO - PRAX - PRIMEL - ROY.

[V] C.C.T.G. - Fascicule 23 - Fourniture de granulats employés à la construction et à l'entretien des routes.

[VI] Modes opératoires L.P.C..

[VII] "Technologies des appareils de fragmentation et de classement dimensionnel" - Auteur M. BLANC - 3 tomes - EYROLLES.

[VIII] Spécifications relatives aux granulats pour chaussées. Directive S.E.T.R.A.- L.C.P.C. (1984) (en cours de révision).

[IX] Normes de spécifications

- NF P 18-101 Déc. 1990 Granulats - Vocabulaire - Définitions et classifications. (en cours de révision)

- NF P 18-301 Déc. 1983 Granulats - Granulats naturels pour béton hydrauliques.

[X] Normes d'essais

- NF P 18-557 Sept. 1990 Granulats - Eléments pour l'identification des granulats.

- NF P 18-560 Sept. 1990 Granulats - Analyse granulométrique par tamisage.

- NF P 18-561 Sept. 1990 Granulats - Mesures du coefficient d'aplatissement.

| | | |
|---|---|---|
| - NF P 18-572 | Déc. 1990 | Granulats - Essai d'usure micro-Deval. |
| - Nf P 18-573 | Déc. 1990 | Granulats - Essai Los Angeles. |
| - NF P 18-574 | Déc. 1990 | Granulats - Essai de fragmentation dynamique. |
| - NF P 18-575 | Déc. 1990 | Granulats - Mesure du coefficient de polissage accéléré des gravillons. |
| - NF P 18-578 | Sept. 1990 | Granulats - Mesure de la rugosité d'une surface à l'aide du pendule de frottement. |
| - NF P 18-591 | Sep. 1990 | Granulats - Détermination de la propreté superficielle. |
| - NF P 18-592 | Déc. 1990 | Granulats - Essai au bleu de méthylène - Méthode à la tache. |
| - NF P 18-593 | Déc. 1990 | Granulats - Sensibilité au gel. |
| - NF P 18-597 | Déc. 1990 | Granulats - Détermination de la propreté des sables : Equivalent de sable à 10 % de fines. |
| - NF P 18-598 | Oct. 1991 | Granulats - Equivalent de sable. |

# CHAPITRE 14

# LES LIANTS HYDROCARBONES

Michel FAURE
S.A.P.R.R.

# LES LIANTS HYDROCARBONES

Les liants utilisés en technique routière sont de deux natures différentes :

- les **liants hydrocarbonés**, appelés ainsi parce qu'ils sont composés essentiellement d'hydrocarbures, qui appartiennent à la famille générale des liants organiques et dont le représentant principal est le **bitume** ;

- les **liants hydrauliques**, qui doivent leur nom au rôle primordial joué par l'eau dans le processus de prise et dont le représentant principal est le **ciment**.

On parle aussi de "liants noirs" pour les premiers et de "liants blancs" pour les seconds mais la différence essentielle entre ces deux familles tient dans le rôle et le comportement du liant dans le composite qu'il forme avec le squelette minéral. L'usager sait parfaitement distinguer, au-delà de la couleur, une chaussée "souple" d'une chaussée "rigide", la première utilisant le bitume et la seconde le ciment.

## I - UN PEU D'HISTOIRE

Les liants hydrocarbonés, goudrons, bitumes et asphaltes naturels, bitumes extraits du pétrole ont une longue histoire.

Dans l'antiquité, les bitumes et asphaltes naturels étaient déjà utilisés pour le jointoiement des briques et la réalisation d'étanchéités.

Jusqu'au XVIIème siècle, le goudron de bois fut le seul corps utilisé universellement pour la construction et pour le traitement des bateaux, ensuite remplacé par le goudron extrait de la houille. Peu avant la Révolution de 1789 est érigée la première usine à gaz, le goudron, jusque -là produit principal de la distillation de la houille, devient un sous-produit de la fabrication du gaz. Plus tard celui-ci sera lui-même détrôné au profit du coke destiné à l'industrie métallurgique, puisque dans les cokeries modernes, l'objectif est de produire du coke, le gaz et le goudron étant des sous-produits.

Au début du XXème siècle, on réalise les premiers chantiers de répandage de goudron sur des routes pour lutter contre la poussière soulevée par les premiers véhicules automobiles.

Dans la décennie qui suit la première guerre mondiale, on commence à utiliser du bitume importé en France et puis entre les années 30 et 40 à produire du bitume à partir des pétroles bruts du Vénézuela. C'est également entre les deux guerres que l'on met au point les émulsions de bitume d'abord du type "anionique" et puis "cationique".

A partir de 1975, on assiste à un développement important de l'utilisation des bitumes routiers issus de la distillation du pétrole. Utilisés dans toutes les couches des chaussées, le bitume qu'il soit pur, ou sous forme d'émulsion, occupe aujourd'hui en France, une place prépondérante, et même sans comparaison avec celle des autres liants. Actuellement, la production et la consommation de bitume en France se situent entre 2,4 et 2,5 Millions de Tonnes par an.

## II - GENESE DES LIANTS HYDROCARBONES

Un **liant hydrocarboné** est donc un liant organique constitué d'hydrocarbures, c'est-à-dire essentiellement à base de carbone et d'hydrogène, auxquels s'ajoutent l'oxygène, le soufre, l'azote, ... en faibles quantités.

On distingue encore dans cette famille 3 sortes de produits :

- les **goudrons**, qui proviennent de la pyrogénation (à l'abri de l'air) de matières d'origine végétale : houille, lignite, tourbe, bois, ... Les goudrons routiers sont essentiellement tirés de la houille ;

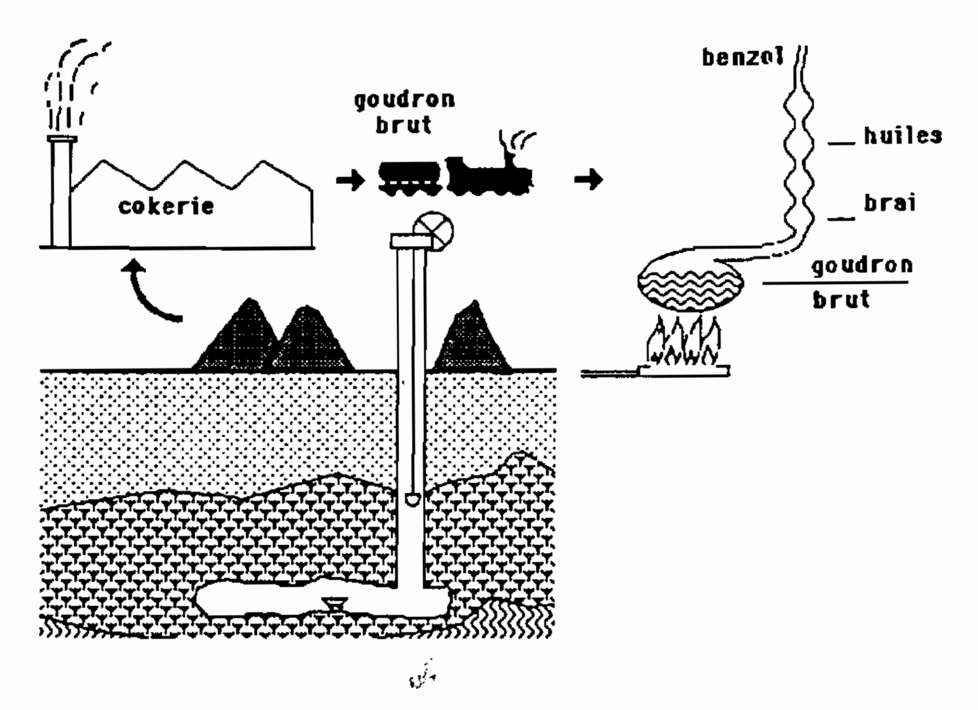
- les **liants naturels**, que l'on trouve en l'état dans la nature, le plus souvent associés à des matières minérales, et qui sont utilisés depuis des temps très anciens. Il s'agit des *roches asphaltiques* qui, après broyage, donnent la poudre d'asphalte ainsi que des *bitumes naturels* (asphaltite, bitume de Trinidad ou de Selenitza, ...) ;

- les **bitumes**, qui sont produits en raffinerie à partir de la distillation fractionnée de certains pétroles bruts dits "bruts à bitume" ;

Pour des raisons principalement économiques mais aussi liées au comportement général de ces matériaux ou à des considérations d'environnement (leur composition inclut des produits cancérigènes), les goudrons de houille ne sont plus guère utilisés en technique routière. Dans la pratique courante en France, lorsqu'on parle de liant hydrocarboné, il s'agit pratiquement toujours de bitume. (Cf. cours de Matériaux, 1ère Année).

## III - LES GOUDRONS

Comme nous l'avons vu au paragraphe précédent, les goudrons sont un sous-produit provenant de la distillation de la houille. On en obtenait des quantités importantes lorsque on utilisait la houille non seulement dans les cokeries de haut fourneau mais aussi pour produire du gaz.




Les goudrons sont obtenus à des températures supérieures à 1000°C.

Bien que dans le langage courant on entende toujours parler de "goudronnage" chaque fois que l'on effectue le revêtement d'une route, les goudrons ne sont que très peu utilisés dans les techniques employées pour les travaux routiers, sauf cas particuliers (par exemple : enrobés anti-kérosène du fait qu'ils ne se dissolvent pas dans des solvants d'origine pétrolière).

Cette désaffection n'est pas seulement liée aux caractéristiques du goudron, mais aussi au fait que la réduction de la production de goudron a suivi le recul de l'utilisation de la houille.

☛ Caractéristiques principales :

- densité à 25°C : 1,16 à1,27,
- non dissolution dans les produits d'origine pétrolière.

☛ Par rapport aux bitumes :

- meilleure adhésivité aux granulats, mais plus grande susceptibilité à la température (durcissement à température faible et ramollissement aux températures élevées),
- vieillissement plus rapide.

Aujourd'hui, le goudron n'est plus utilisé qu'en mélange avec le bitume pour la technique des enduits superficiels.

# IV - LES LIANTS BITUMINEUX

Sont baptisés bitumineux tous les produits qui dérivent du pétrole, c'est-à-dire qui proviennent du traitement (naturel ou industriel) du pétrole brut, considéré aussi comme une roche fossile. En effet, elle résulte également d'une lente transformation à l'échelle géologique de dépôts lacustres ou marins.

La fabrication des liants bitumineux est fondée sur le principe de la distillation qui permet de séparer les différentes fractions en fonction de leur point d'ébullition. Les produits de base sont soumis dans une ou plusieurs colonnes à une élévation de température telle que les éléments les plus légers partent en tête de colonne, puis se succèdent les fractions de plus en plus lourdes.

La plupart des fractions ainsi obtenues doivent également être raffinées pour obtenir les produits finis.

Cette opération, effectuée en usine, reproduit en un temps très court la distillation qui s'est opérée naturellement au cours des temps géologiques pour former les gisements de bitumes naturels ou d'asphalte naturel.

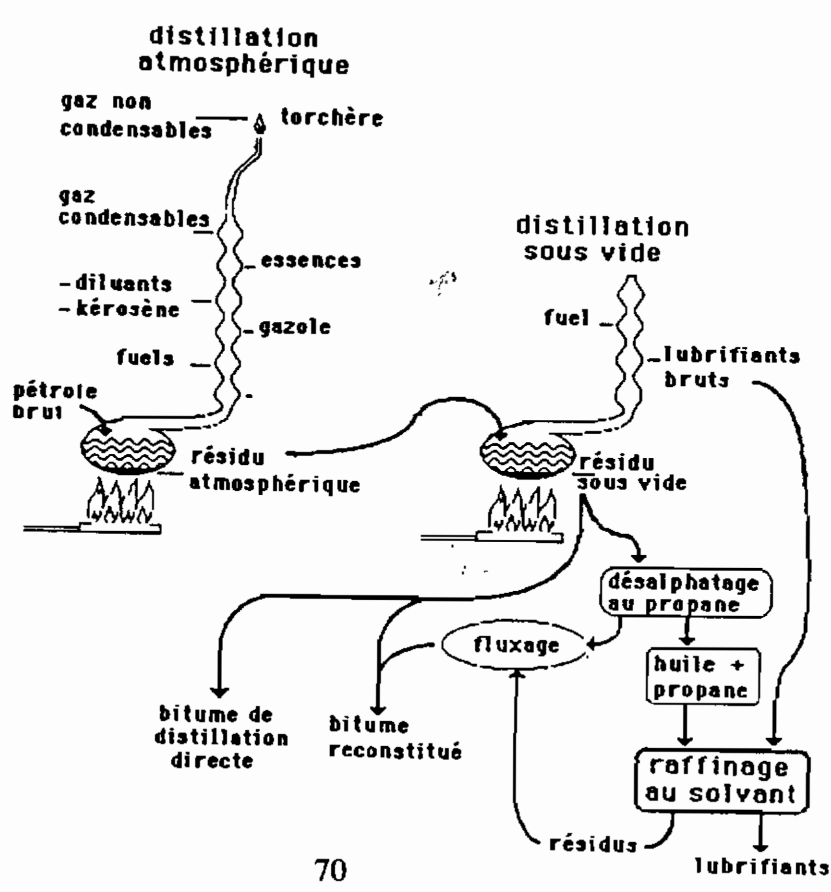
Principe de fabrication des bitumes.

Le pétrole subit d'abord une distillation à 350°C dans une tour où sont éliminées les fractions légères, chacune étant soutirée à son niveau respectif en fonction de sa température d'ébullition : gaz, essence, kérosène, gasoil, fuel.

Le résidu de cette première distillation est un bitume mou qui contient encore des fuels et des huiles.

Ce résidu est donc repris pour une nouvelle distillation qui s'effectue sous vide à une température pouvant aller au maximum à 400°C par laquelle on obtient en fond de cuve, ayant retiré les fuels et les huiles, un bitume plus dur (résidu sous vide).

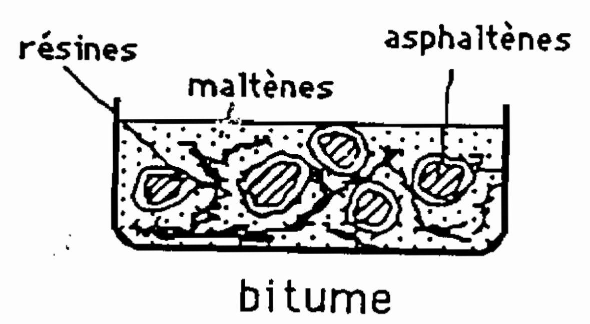
Une partie de celui-ci est encore traitée aux solvants pour récupérer le maximum de produits plus "nobles", et ce qui en reste utilisé pour corriger la qualité d'autres bitumes.



# V - LES BITUMES

## V.1 - Constitution des bitumes

A la température ordinaire les bitumes se présentent comme des liquides visqueux ou des solides susceptibles de fluer sous leur propre poids. Il s'agit de mélanges très complexes d'hydrocarbures aliphatiques, naphténiques et aromatiques constituant un milieu colloïdal où la partie la plus lourde - les *asphaltènes* - est dispersée en micelles et agglomérats dans les huiles, l'ensemble huiles-résines entourant les micelles étant appelé *maltènes*.



bitume

La masse volumique des bitumes à 20°C est voisine de 1g/cm$^3$.

## V.2 - Mode d'action des bitumes

Les bitumes sont employés en technique routière pour leurs propriétés agglomérantes et d'étanchéité.

Pour qu'ils puissent agglomérer entre eux les éléments du squelette granulaire, il faut qu'ils puissent enrober celui-ci. Il faut donc commencer par abaisser leur viscosité en veillant à ce qu'ils aient sous cette forme de bonnes propriétés mouillantes (adhésivité).

Trois solutions sont alors offertes :

- l'enrobage à chaud avec des bitumes purs,
- la fluidification par des huiles de pétrole ou de houille,
- la mise en émulsion dans l'eau.

Dans le premier cas, le composite mis en oeuvre atteint la cohésion souhaitée par simple refroidissement. Dans le deuxième, il faut attendre l'évaporation de l'agent de fluidification. Enfin dans le troisième cas, l'équilibre est atteint après rupture de l'émulsion et évacuation de l'eau, processus plus rapide et plus écologique que le précédent.

Dans tous les cas il s'agit de processus physiques. Il n'entre pas de réaction chimique dans les phénomènes qui président à l'obtention de la cohésion du composite après sa mise en place, de telle sorte que certains d'entre eux sont réversibles. Cela peut être un point de vulnérabilité pour le composite (ramollissement par élévation de température ou par répandage de solvant par exemple) et différencie le mode d'action des liants hydrocarbonés

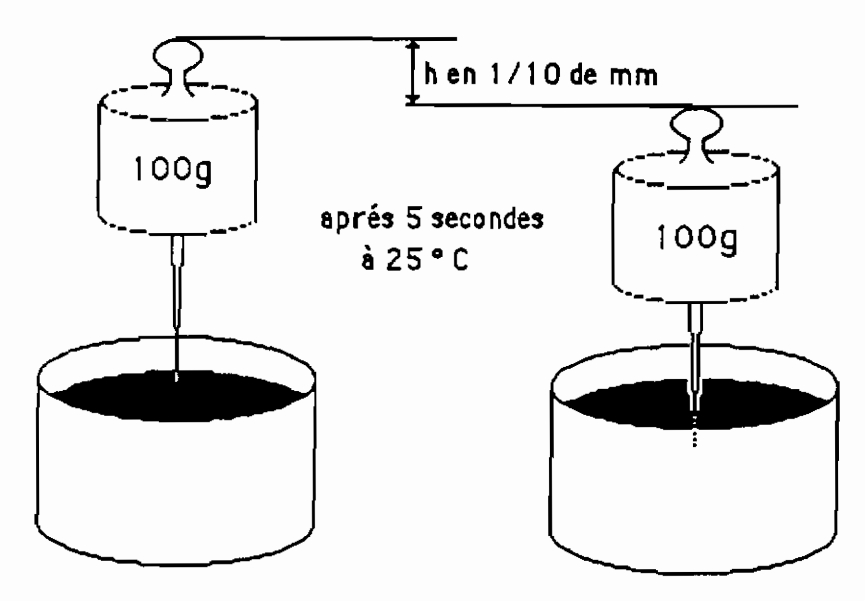
de celui des liants hydrauliques qui est essentiellement à base de réactions chimiques irréversibles.

## V.3 - Caractérisation des bitumes purs

Pour classer les bitumes purs selon leur consistance, on utilise essentiellement deux essais de laboratoire.

### *V.3.1 - LA PENETRABILITE A 25°C (PEN25) (NORME NFT 66 004).*

L'essai consiste à mesurer l'enfoncement en 1/10 de mm d'une aiguille normalisée chargée à 100 g dans un godet de bitume placé dans un bain thermostaté à 25°C pendant une durée de 5 secondes.

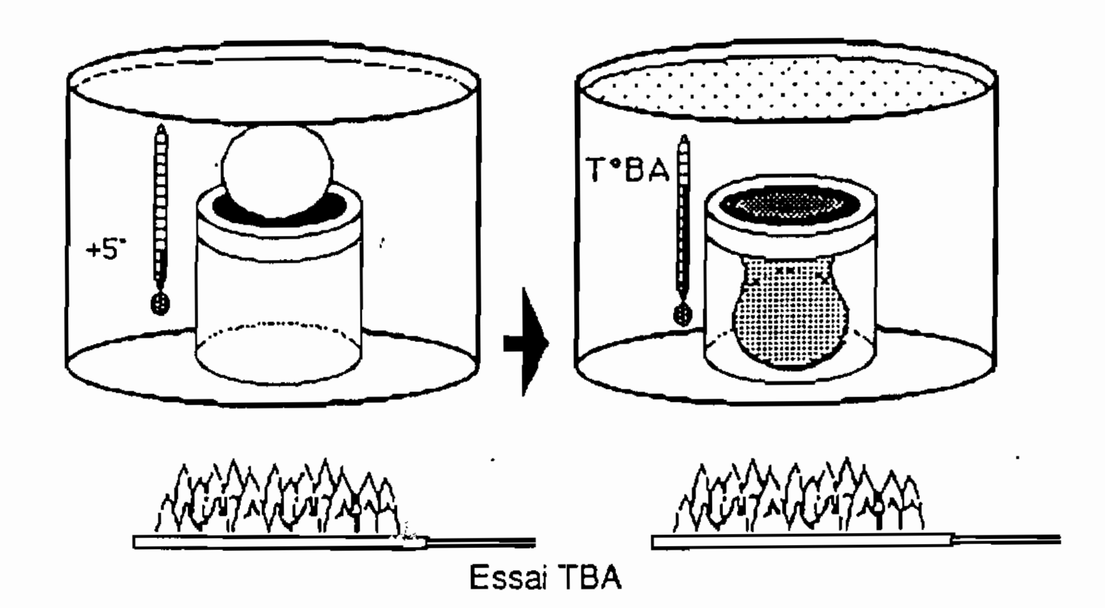



Essai de pénétrabilité

L'enfoncement de l'aiguille est d'autant plus important que le bitume est mou. On classe les bitumes avec des "fourchettes" d'enfoncement. Pour un bitume 20/30 (le plus dur), l'enfoncement de l'aiguille doit être compris entre 2 et 3 mm, alors que cette valeur est comprise entre 18 et 22 mm pour le bitume le plus mou (180/220).

### *V.3.2 - LA TEMPERATURE BILLE ET ANNEAU TBA (NORME NFT 66 008).*

L'essai consiste à mesurer la température à laquelle une bille s'enfonce à travers le bitume remplissant le cercle intérieur d'un anneau de laiton placé dans un bain thermostaté. On monte progressivement la température jusqu'au point où la bille passe à travers l'anneau.



Essai TBA

*V.3.3 - CATEGORIES DE BITUMES.*

| **Consistance** | **"Dur"** | | | | **"Mou"** |
|---|---|---|---|---|---|
| **Appellation** | 20/30 | 40/50 | 60/70 | 80/100 | 180/220 |
| **Pen25°C** | 20 à 30 | 35 à 50 | 50 à 70 | 70 à 100 | 180 à 220 |
| **TBA °C** | 55 à 63°C | 50 à 56°C | 45 à 51°C | 42 à 48°C | 34 à 43°C |

On utilise également la notion d'**Indice de Pénétrabilité** (IP) pour caractériser les variations de consistance en fonction de la température. On peut déterminer IP de deux façons :

- soit à partir de Pen25 et de TBA en considérant que cette température correspond à une pénétrabilité de l'ordre de 800 (IP de Pfeiffer),

- soit en effectuant des mesures de pénétrabilité à différentes températures (en général entre 10 et 35°C (IP dit LCPC)).

*V.3.4 - AUTRES ESSAIS SUR LES BITUMES PURS.*

Il existe un grand nombre d'autres essais utilisés pour caractériser les bitumes. Parmi les plus connus, on citera :

- *LE POINT DE FRASS* : Il s'agit de la température de fragilité : on dépose un film de bitume d'une épaisseur normalisée sur une petite lamelle d'acier ; on plie la lamelle à température décroissante jusqu'à rupture du film. Sur des bitumes purs et "neufs", le point de Frass varie entre -20°C et 0°C.

- *LA TENEUR EN ASPHALTENES* : Elle sert de point de repère pour caractériser le vieillissement du bitume. (On mesure la proportion de bitume non soluble dans l'heptane).

- *L'ESSAI DE VIEILLISSEMENT RTFOT* (Rolling Thin Film Oven Test) : Cet essai a pour objectif de mesurer le vieillissement du bitume lors des opérations de fabrication et de mise en oeuvre des enrobés à chaud (voir chapitre sur "les enrobés à chaud"). Il est pratiqué sur un film mince de bitume à la température de 163°C en présence d'air. La norme NFT 66 032 précise le pourcentage de pénétrabilité restante et la différence maximale de TBA après et avant essai.

## V.4 - Propriétés des bitumes

Les propriétés spécifiques d'un liant sont à la fois de lier - phénomène d'adhésion - et de maintenir réunis les granulats au sein du composite - ce qui met en jeu les propriétés rhéologiques du liant.

### *V.4.1 - PROPRIETES RHEOLOGIQUES DU BITUME (CF. COURS DE M.M.C.)*

Les bitumes sont des matériaux dits visco-élastiques, c'est-à-dire qu'ils réagissent, soit de façon élastique, soit de façon visqueuse selon les conditions de sollicitations.

En fait, ils sont sensibles :

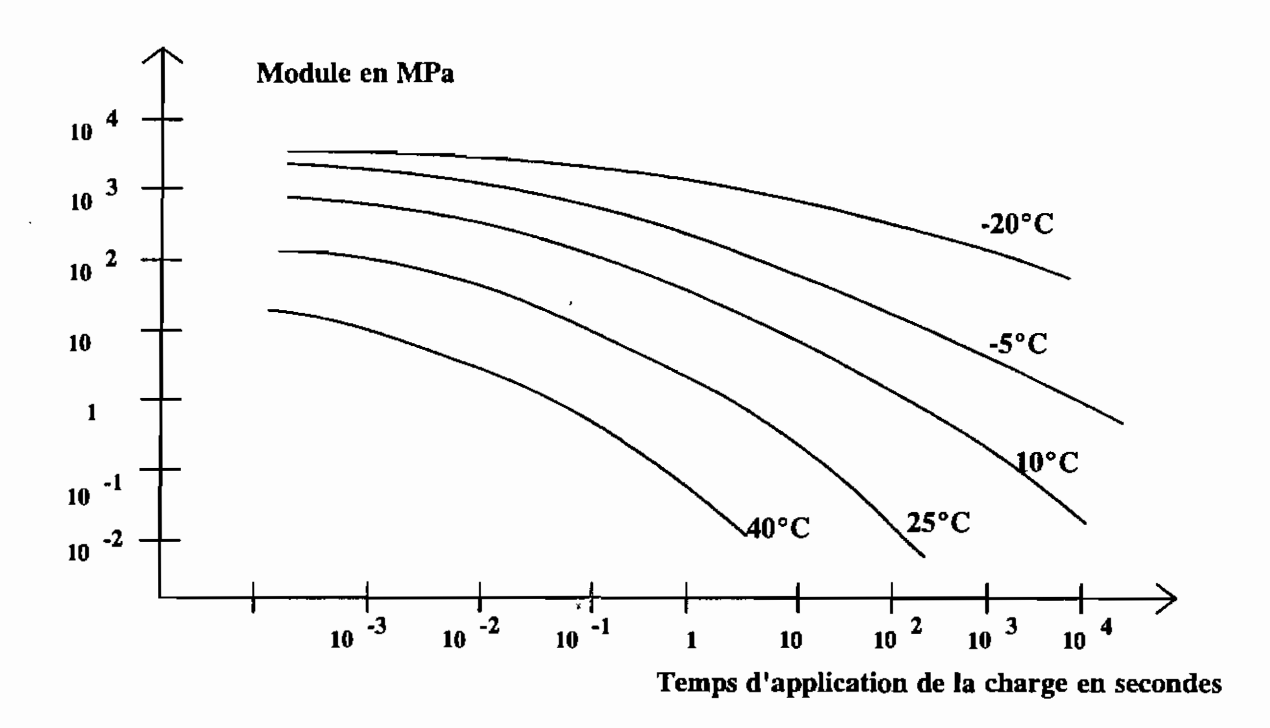
- à la température
- au temps de charge.

Ce comportement particulier est très bien illustré par les essais de mesure de module évoqués dans le chapitre "Dimensionnement des chaussées".

Outre l'influence de la température et du temps de charge, le module du bitume dépend également :

- de sa consistance (caractérisée par sa catégorie). C'est ainsi que pour des mêmes conditions de température et de temps de charge, un bitume dur type 20/30 sera beaucoup plus rigide qu'un bitume mou du type 180/220,

- de sa susceptibilité thermique (c'est-à-dire sa sensibilité à la température) caractérisée par l'indice de pénétrabilité IP.




*Variation du module d'un bitume moyennement susceptible (IP≅ 0, TBA=56°C) en fonction de la température et du temps de charge.*

### *V.4.2 - MOUILLABILITE - ADHESIVITE*

Les propriétés agglomérantes du bitume sont liées à sa faculté de mouiller les granulats qu'il est chargé d'enrober. Les choses se passent généralement assez bien à chaud (> 160°C) avec des granulats propres mais il peut en être autrement à froid (< 100°C) : l'eau, partenaire pratiquement omniprésent sur nos chantiers, possède un meilleur pouvoir mouillant vis à vis des granulats que les bitumes. Il faut donc trouver des solutions pour inverser cette tendance, aussi bien pour l'enrobage (rechercher l'**adhésivité active** du liant d'enrobage) que pour la résistance au désenrobage (**adhésivité passive**). Pour cette raison, on peut être amené avec certains types de granulats à utiliser des dopes d'adhésivité. (voir chapitre sur "Les enduits superficiels")

## VI - LES EMULSIONS DE BITUME

Une émulsion est une dispersion intime de deux corps insolubles l'un dans l'autre.

Les émulsions de bitume sont donc des systèmes hétérogènes constitués par la dispersion de fines particules d'un liquide, en l'occurrence le bitume, dans un autre liquide, ici l'eau, l'ensemble étant stabilisé par un émulsifiant. Ce dernier est généralement de type cationique c'est-à-dire composé d'un cation organique obtenu par neutralisation d'une amine grasse par l'acide chlorhydrique.

Au contact des granulats et plus généralement des surfaces minérales ce système perd sa stabilité. L'émulsion rompt et le bitume se dépose sur la surface minérale. Ce phénomène est plus ou moins rapide selon la formulation de l'émulsion utilisée.

Le gros intérêt des émulsions est de permettre l'utilisation du bitume à température ambiante (aux environs de 50°C, l'émulsion a la consistance de l'eau).

Une émulsion est qualifiée par :

- son type : en général cationique (acide), quelque fois anionique (basique),
- son pourcentage de bitume : il varie entre 50 et 70%,
- la catégorie du bitume de base,
- sa vitesse de rupture (rapide, semi-rapide, lente, surstabilisée),
- sa pseudo-viscosité à 25°C,
- son adhésivité vis à vis différents types de granulats.

Exemple : Emulsion cationique à 65% de bitume 180/220, à rupture rapide.

Utilisation des émulsions de bitume.

Avec près de 1,2 Millions de tonnes produites chaque année, la France est le deuxième producteur mondial d'émulsion de bitume (après les U.S.A.).

La ventilation approximative des tonnages consommés en fonction des différentes techniques peut s'estimer à :

- Enduits superficiels (1) : 65%
- Couches d'accrochage (2) :10%
- Grave-émulsion (3) : 10%
- Coulis (4) enrobés à froid : 5%
- Stabilisation - petit entretien : 10%

(1) Technique de couche de surface.

(2) Utilisé pour coller les différentes couches d'une chaussée entre elles (Emulsion à rupture rapide).

(3) Mélange à froid de granulats 0/14 ou 0/20 enrobés avec environ 6% d'émulsion à 60% pour constituer des couches de base ou de liaison de chaussées peu circulées.

(4) Couche de roulement constituée par un mélange de granulats 0/6 ou 0/10 enrobés avec de l'émulsion et coulés à froid en épaisseur de 8 à 10 mm.

## VII - LES BITUMES FLUXES ET BITUMES FLUIDIFIES

Il s'agit de bitumes purs que l'on a "ramollis" par ajout de fluxants, comme des huiles de houilles (bitumes fluxés) ou des coupes pétrolières comme le kérosène (bitumes fluidifiés) dans le but de pouvoir répandre le liant à des températures plus faibles que celles nécessaires avec les bitumes purs qui, rappelons le, sont comprises entre 150 et 180°C.

Ces deux produits seront revus dans le chapitre consacré aux enduits superficiels.

# VIII - LES BITUMES MODIFIES

Pour faire face à l'augmentation du trafic Poids Lourds en quantité et en agressivité, l'industrie routière française a développé au cours de ces vingt dernières années de nouveaux liants obtenus par un mélange de bitume pur et d'additifs issus de l'industrie chimique, essentiellement des élastomères et des plastomères.

Les deux additifs les plus couramment utilisés sont :

- le SBS (Styrène - Butadiène - Styrène)
- l'EVA (Ethylène - Vinyle - Acétate).

On sait également modifier les caractéristiques des bitumes par l'addition de produits connus : la poudrette de caoutchouc récupérée lors du rechapage des pneumatiques de poids lourds, les fibres minérales, ou encore des déchets de câbles électriques (polypropylène).

L'objectif de ces ajouts d'additifs est de rendre le bitume moins fragile et cassant à basse température (-10 à -20°C), et au contraire plus rigide à température élevée (50 à 60°C).

# IX - INCIDENCE DU PROGRAMME S.H.R.P. SUR LES BITUMES

Un important programme de recherche vient d'être réalisé aux Etats-Unis sous le nom de programme S.H.R.P. (Strategic Highway Research Programme). On peut penser que ces travaux déboucheront à moyen terme sur de nouvelles spécifications sur les bitumes.

Parmi les nouveaux essais résultants de cette étude, on notera :

- l'essai P.A.V. (Pressurized Aging Index) qui est sensé traduire le vieillissement du bitume sur la route pendant quelques années (environ 5 à 10 ans).

- l'essai B.B.R. (Bending Beam Rheometer) qui a pour objectif d'étudier le comportement du bitume à basse température.

La mise au point de nouveaux essais et de nouvelles spécifications sur les bitumes sont d'une importance capitale pour la construction et l'entretien des routes, car à la fin du XXème siècle, la quasi totalité des travaux routiers réalisés en France font appel au bitume.

# BIBLIOGRAPHIE

- Fascicule 24 du C.C.T.G. "Fourniture des liants hydrocarbonés".

- "Liants hydrocarbonés" - Guide pratique de construction routière. (Revue générale des Routes n° 573 et 574 (1981)).

- "Dossier Bitume". Revue "bitume actualité" (Décembre 1994).

- "Les émulsions de bitume". Section des fabricants d'émulsion routières de bitume (Sferb) - 1994.

- "L'émulsion de bitume dans la route". J. GAULTIER - USIRF - R.G.R.A. - 1995.

- "Enrobés hydrocarbonés à chaud" - Guide d'application des normes pour le réseau routier national non concédé. (S.E.T.R.A. - L.C.P.C. - 1994).

- Normes NF T 65.000 à T 65.004. Liants hydrocarbonés - Spécifications des bitumes purs, fluidifiés, fluxés, composés.

# CHAPITRE 15

# LES LIANTS HYDRAULIQUES

Yves MOUTON
LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES

# LES LIANTS HYDRAULIQUES

On range souvent dans cette famille, non seulement les ciments qui sont d'authentiques matériaux hydrauliques, mais encore les chaux, les laitiers, les pouzzolanes et les cendres volantes qui ne le sont pas ou très peu. Pour bien préciser les choses et mieux comprendre leurs modes d'action, le plus simple est de décrire successivement ces matériaux en conservant le même schéma de présentation.

## I - LES CHAUX

Lorsqu'on chauffe à haute température (>900°C) de la craie ou plus généralement du calcaire, le carbonate de calcium se décompose selon :

$$Ca\,CO_3 \longrightarrow Ca\,O + CO_2 \nearrow$$

Le produit obtenu est la chaux vive que l'on peut " éteindre " par action de l'eau selon :

$$Ca\,O + H_2O \longrightarrow Ca\,(O\,H)_2$$

### PROCESSUS DE PRISE DE LA CHAUX

La prise de la chaux se fait selon le processus inverse, c'est-à-dire que le $CO_2$ de l'air réagit lentement avec la chaux pour redonner du carbonate de calcium, généralement sous forme minéralogique de calcite. Ce phénomène n'a rien d'"hydraulique". En effet, comme on le verra plus loin à propos du ciment, un liant "hydraulique" a la propriété de faire prise et durcir par réaction chimique avec l'eau.

### DIFFERENTS TYPES DE CHAUX

Il existe divers matériaux appelés chaux qui diffèrent entre eux par leur teneur en impuretés (cf. normes NF P 15 310 et NF P 15 312), les chaux dites grasses et en réalité les plus impures, étant à l'origine de la redécouverte du ciment au XIXème siècle.

### UTILISATIONS ROUTIERES DES CHAUX

En technique routière, on utilise les chaux comme stabilisants ou pour rendre compactables des limons trop humides. La chaux est également utilisée comme on le verra plus loin, pour enclencher le phénomène de prise des laitiers granulés et également en addition avec d'autres liants (pouzzolanes et cendres volantes silico-alumineuses).

## II - LES CIMENTS

Le principe actif des ciments classiques, appelés ciments Portland, est le **clinker**. Il est formé dans un four à 1450°C par réaction solide-liquide entre du calcaire et de l'argile, en proportions soigneusement définies. Le calcaire apporte l'élément Ca et l'argile les éléments Si et Al. L'élément fer est généralement présent dans les deux constituants. Le clinker portland ainsi formé est ensuite refroidi brusquement à l'air et broyé après ajout de gypse (cf. cours de Matériaux 1ère année).

### DIFFERENTS TYPES DE CIMENTS

Il existe sur le marché de nombreux types de ciments qui diffèrent à la fois par leur classe de résistance et leur composition : on peut ajouter au clinker : du **laitier** de haut-fourneau, de la **fumée de silice**, des **pouzzolanes**, des **cendres volantes** de centrales thermiques, des **schistes calcinés** ou même des **fines de calcaire**.

Les différents produits disponibles en France, appelés **ciments portland composés**, **ciments de haut-fourneau** ou **ciments au laitier et aux cendres** sont définis dans la norme NF P 15 301 (cf. tableau en fin de chapitre).

La classe de résistance d'un ciment est déterminée par un essai sur mortier normalisé à l'échéance de 28 jours.

### PROCESSUS DE PRISE DU CIMENT

Le ciment est un **liant hydraulique**, c'est-à-dire qu'il a la propriété de faire prise et de durcir par réaction chimique avec l'eau.

Cette propriété des matériaux contenant de la silice, de l'alumine et de la chaux ne se manifeste que dans un petit domaine du diagramme ternaire correspondant (Fig. 1 ci-après).

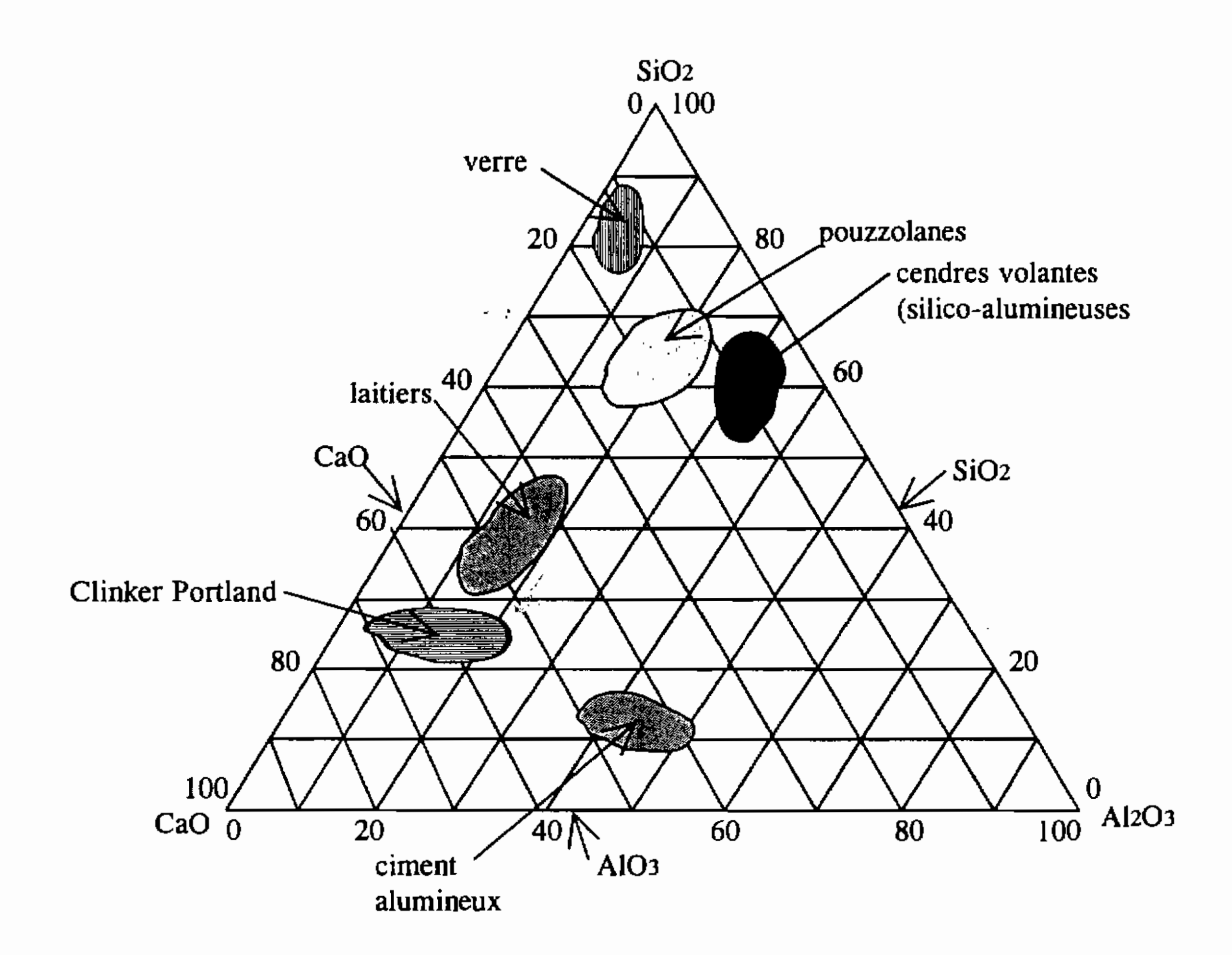



*Fig n° 1 - Diagramme ternaire Silice-Alumine-Chaux*

On peut écrire schématiquement :

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| silicate tricalcique | + | eau | ⟶ | silicate de calcium hydraté | + | chaux |
| *(constituant principal du clinker portland)* | | | | *(polymère inorganique responsable de la cohésion du ciment hydraté)* | | |

La chaux produite par cette réaction explique le caractère hautement basique du mortier frais (pH ≈ 12,6).

La **prise** proprement dite prend en compte le raidissement du mélange initial. Elle est caractérisée par un essai tout à fait semblable à la pénétrabilité utilisée pour les bitumes (essai de prise à l'aiguille de Vicat). Elle est caractéristique du ciment lui-même. Pour un ciment classique, elle se situe entre 2 et 4 heures après le mélange.

Le **durcissement** par contre concerne le mortier (c'est-à-dire pour l'essai, d'un mélange de ciment, de sable 0/2 et d'eau) : il manifeste la cohésion de la pierre artificielle fabriquée avec le ciment, l'eau et le squelette minéral, en l'occurrence le sable dans le cas du mortier. C'est pourquoi on le caractérise par un essai de résistance, sur mortier normal, à diverses échéances : 28 jours pour la classe de résistance, 2 jours pour la sous-classe "rapide", 7 jours ou 90 jours pour certaines applications.

#### UTILISATIONS ROUTIERES DES CIMENTS

En génie civil, les ciments sont essentiellement utilisés pour fabriquer des bétons (cf. cours de Béton Armé, 2ème année).

En technique routière, l'utilisation la plus massive est celle des **chaussées en béton**. Dans ce cas on utilise le plus généralement des ciments portland avec ou sans ajout, à faible teneur en aluminate tricalcique (composant minoritaire du clinker ayant une grande influence sur sa réactivité initiale) et à granularité assez grossière, notamment pauvre en éléments fins.

L'autre utilisation notable est la construction d'assises en **graves-ciment**. Ici on utilise tous les types de ciments proposés, le critère de prix étant généralement un élément déterminant. On peut signaler cependant l'existence de ciments à prise lente, c'est-à-dire supérieure à 4 heures, conçus spécialement pour le traitement des assises.

## III - LES LAITIERS GRANULES DE HAUT FOURNEAU

Dans un haut fourneau la production de la fonte s'accompagne de celle d'un liquide surnageant où se retrouve la gangue du minerai combinée aux fondants ajoutés. Ce liquide, sous-produit de l'industrie sidérurgique est le laitier.

La composition potentielle du laitier se place dans le diagramme ternaire de la fig. 1. Cependant ce diagramme (thermodynamique) ne rend pas compte de la réactivité effective (cinétique) des systèmes représentés. Pour que le laitier puisse être utilisé comme liant, il faut pouvoir l'utiliser dans un état réactif. A cet effet, on fait entrer en contact brutalement le laitier en fusion avec des masses importantes d'eau : le procédé le plus couramment employé consiste à diriger le jet de laitier dans un pot de granulation où il rencontre de puissants jets d'eau qui le divisent en fines gouttelettes brutalement refroidies. Cette trempe donne au **laitier granulé** des propriétés faiblement hydrauliques.

#### PROCESSUS DE PRISE DU LAITIER

Utilisé seul, le laitier ne fait prise qu'au bout d'un temps de latence élevé. On peut **activer** le phénomène en ajoutant de la **chaux** et en jouant sur la finesse de mouture : la vitesse de réaction solide-liquide est d'autant plus rapide que les surfaces d'échange sont plus grandes donc que le solide est plus finement divisé.

L'activité du laitier granulé seul peut être déterminée par un essai spécifique dont le résultat se traduit par un coefficient d'activité (**coefficient** $\alpha$) :

$$\alpha = S \cdot P \cdot 10^{-3}$$

si on appelle S la surface spécifique du laitier tamisé à 80 $\mu$m et P le pourcentage de fines < 80 $\mu$m obtenues après broyage de la fraction 0/5 mm du laitier dans un broyeur à boulets.

Son intérêt est de traduire une bonne corrélation avec les résistances à la rupture obtenues sur des mélanges après 60 jours de durcissement. Ce coefficient, déterminé sur les laitiers de fraîche production, caractérise d'ailleurs plutôt la rapidité du durcissement que la valeur des résistances finales, obtenues en général au bout d'un an.

En tout état de cause, le laitier granulé reste un liant à prise lente et on doit utiliser cette propriété à son avantage.

Il faut cependant signaler que la production de ce matériau est fortement tributaire de la production sidérurgique.

#### DIFFERENTS TYPES DE LAITIERS

On distingue 4 classes d'activité suivant la valeur du coefficient $\alpha$ : 0-20, 20-40, 40-60 et > 60. Les 3 dernières classes sont seules utilisables pour le traitement des graves.

#### UTILISATIONS ROUTIERES DES LAITIERS GRANULES

Le laitier granulé est incorporé dans certains ciments (CPJ-CEM II/A - S ou CPJ-CEM II/B - S, cf. Tableau en fin de chapitre) ou peut être employé comme tel dans les chaussées en béton.

Mais son utilisation principale en technique routière est la réalisation d'assises en graves-laitier.

## IV - LES POUZZOLANES

Les pouzzolanes naturelles sont des matériaux résultant des émissions explosives de laves lors des phénomènes volcaniques. Elles doivent leur nom à Pouzzoles, petite ville située au pied du Vésuve où on les exploite depuis l'Antiquité. Elles englobent un ensemble de couleurs assez variables, entre rouge clair et noir, constituées de cendres, ponces, scories, bombes et lapilli (éléments compris entre 2 et 20 mm).

Pour les utiliser, on les broie finement jusqu'à l'obtention d'un sable 0/4, ce qui consomme une énergie importante étant donnée la très grande dureté de ces matériaux.

#### PROCESSUS DE PRISE DES POUZZOLANES

Les pouzzolanes n'ont pas de propriétés hydrauliques c'est-à-dire qu'elles ne réagissent pas directement avec l'eau. Par contre, si on les mélange avec de la chaux, elles réagissent comme un liant hydraulique. Cela se comprend aisément avec le diagramme

ternaire de la figure 1, l'addition de la chaux ayant pour effet de déplacer le mélange pouzzolane-chaux vers la zone du clinker.

On dit que ce matériau a des **propriétés pouzzolaniques**, c'est-à-dire qu'il a **besoin d'un apport de chaux pour manifester des propriétés hydrauliques.**

### UTILISATIONS ROUTIERES DES POUZZOLANES

Leur utilisation principale en technique routière est la réalisation d'assises en graves-pouzzolanes. Compte tenu du fort pourcentage de pouzzolane (15 à 25%) l'utilisation des graves-pouzzolanes est concentrée dans les régions situées à proximité des gisements (Massif Central essentiellement).

## V - LES CENDRES VOLANTES

Les centrales thermiques produisent des quantités importantes de résidus de combustion, dont les cendres volantes récupérées par dépoussiérage des fumées, avant l'évacuation dans les cheminées. Ce sont des matériaux fins (< 200$\mu$m) et légers.

Les cendres qui proviennent de la combustion de la **houille** comportent une forte teneur en silice et en alumine et une faible teneur en chaux et en sulfates. Ce sont les cendres dites **silico-alumineuses**. Elles ont des propriétés pouzzolaniques.

Par contre les cendres qui proviennent de la combustion du **lignite français** sont caractérisées par des teneurs beaucoup plus faibles en silice et en alumine, mais plus élevées en chaux et en sulfates. Ce sont les cendres dites **sulfo-calciques** que l'on trouve principalement à Gardanne près d'Aix en Provence. Elles ont des propriétés hydrauliques.

### PROCESSUS DE PRISE DES CENDRES VOLANTES

Les cendres volantes les plus utilisées sont de type silico-alumineux. Elles ont des propriétés pouzzolaniques et leur processus de prise est le même que celui des pouzzolanes.

### UTILISATIONS ROUTIERES DES CENDRES VOLANTES

Leur utilisation principale en technique routière est la réalisation d'assises en graves-cendres volantes.

## Tableau - Types de ciment et composition

Pourcentage en masse(1)

| Désignation | Notation | Clinker K | Laitier de haut fourneau S | Fumée de silice D (3) | Pouzzolane naturelle Z | Cendres volantes siliceuses V | Cendres volantes calciques W | Schistes calcinés T | Calcaire L | Constituants secondaires (2) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Ciment Portland | CPA - CEM I | 95 - 100 | | | | | | | | 0 - 5 |
| Ciment Portland | CPJ - CEM II/A | 80 - 94 | <--------- | ------------ | ------------ | 6-20(4et 5) | ------------ | ------------ | ------------ | ----------------------> |
| composé | CPJ - CEM II/B | 65 - 79 | <--------- | ------------ | ------------ | 21- 5 (4et5) | ------------ | ------------ | ------------ | ----------------------> |
| Ciment | CHF - CEM III/A | 35 - 64 | 36 - 65 (5) | | | | | | | 0 - 5 |
| de | CHF - CEM III/B | 20 - 34 | 66 - 80 (5) | | | | | | | 0 - 5 |
| haut fourneau | CHF - CEM III/C | 5 -19 | 81 - 95 | | | | | | | 0 - 5 |
| Ciment | CPZ - CEM IV/A | 65 - 90 | | <--------- | 10 - 35 (5) | ---------> | | | | 0 - 5 |
| pouzzolanique | CPZ - CEM IV/A | 45 - 64 | | <--------- | 36 - 55 (5) | ---------> | | | | 0 - 5 |
| Ciment au laitier | CLC - CEM V/A | 40 - 64 | 18 - 30 (5) | | <-----18 - | 30 (5)----- > | | | | 0 - 5 |
| et aux cendres | CLC - CEM V/B | 20 - 39 | 31 - 50 (5) | | <-----31 - | 50 (5)----> | | | | 0 - 5 |

(1) Les valeurs indiquées se réfèrent au noyau du ciment, à l'exclusion des sulfates de calcium et des additifs.

(2) Les constituants secondaires peuvent être du filler ou bien un ou plus des constituants principaux, sauf lorsque ceux-ci sont incorporés en tant que constituants principaux du ciment.

(3) La proportion de fumés de silice est limitée à 10 % dans tous les ciments.

(4) La proportion de filler est limitée à 5 %.

(5) Le fabricant est tenu à une déclaration de composition stipulant les constituants utilisés et la proportion de chacun d'eux ; il s'engage à ne pas faire varier ces proportions au-delà d'une fourchette de plus ou moins 5 points, le clinker étant aussi un constituant. La forme et les modalités d'application de cette déclaration sont définies dans l'annexe B de la présente norme.

# BIBLIOGRAPHIE

[I] Norme Française NF P 15 301 - (Juin 1994).

[II] Cours de Matériaux 1ère année E.N.T.P.E. - Les ciments
Y. MOUTON-G. CHANVILLARD.